EL PROYECTISTA DE ESTRUCTURAS METALICAS

R. Nonnast



1

PARANINFO S.A.

El Proyectista de Estructuras Metálicas 1

EL PROYECTISTA DE ESTRUCTURAS METALICAS

La obra consta de dos volúmenes:

Vol. 1: Indice extractado: Bases fundamentales. Vigas. Soportes. Voladizos. Tuberías. Soldadura. Remachado y atornillado. Naves industriales. Edificios. Calderas. Depósitos. Puentes grúa.

Vol. 2: Indice extractado: Grúas pórtico. Castilletes del tendido eléctrico. Mástiles de banderas. Vigas contínuas Gerber. Vigas caladas. Naves pórtico. Grúas ménsula. Plumas de elevación.

ROBERT NONNAST
Konstrukteur por la escuela
Die Technik de Kassel-Alemania

El Proyectista de Estructuras Metálicas 1

DECIMOCTAVA EDICION

editorial Paraninfo

1993

Impreso en España
Printed in Spain

ISBN: 84-283-1536-1 (Obra completa)
ISBN: 84-283-1537-X (Tomo 1)

Depósito legal: M. 2.859.—1993



editorial Paraninfo sa Magallanes, 25 - 28015 MADRID (012/47/93)

Artes Gráficas BENZAL, S.A., Virtudes, 7 - 28010 MADRID

PROLOGO DEL AUTOR

Con esta obra he pretendido hacer un libro práctico y resumido, de enseñanza y de consulta, en el cual se encuentre todo lo necesario para proyectar, desde las fórmulas y su aplicación, hasta todas las tablas de perfiles, momentos y esfuerzos necesarios. Por lo tanto, servirá para los que quieren aprender a proyectar, y para los actuales proyectistas, con la gran ventaja de que no tendrán que consultar otro libro o prontuario.

También le he dado la amplitud necesaria, para que se puedan hacer los proyectos lo mismo remachados, que soldados o atornillados. Asimismo, en las explicaciones soy lo más breve posible, para hacerlo más comprensible, sencillo y práctico.

Mi obra la he dividido en capítulos que tratan cada uno entre sí, de diferentes elementos constructivos o estructuras, con todos sus datos necesarios ampliamente descritos. De esta manera, se consigue localizar más fácilmente los elementos que se necesitan calcular, y se encuentra todo lo relacionado con el asunto.

El texto lo he enriquecido con numerosos dibujos, gráficos y diagramas, para mejorar su interpretación. He puesto también tablas calculadas por mí, de apoyos de vigas y de uniones de perfiles soldados, las cuales no han sido publicadas por otros autores. Las tablas de vigas sometidas a flexión con carga uniformemente repartida publicadas en otros textos, las he ampliado para que se pueda obtener la carga a cada 10 cm. de diferencia entre los apoyos.

El primer capítulo que trata de las bases fundamentales de resistencia de materiales, lo he escrito para dar más facilidades a todos aquellos que inician sus primeros pasos.

Mis aspiraciones se verán cumplidas, si con mi obra logro ayudar, tanto a los que quieren aprender a proyectar, como a los que ejercitamos la profesión de Proyectistas.

R. NONNAST

INDICE

1. BASES FUNDAMENTALES

2. VIGAS

3. SOPORTES

4. VOLADIZOS - TUBERIAS

5. SOLDADURA

6. REMACHADO Y ATORNILLADO

7. NAVES INDUSTRIALES

8. EDIFICIOS

9. CALDERAS - DEPOSITOS

10. PUENTES GRUA

TABLA DE SIMBOLOS

T_{adm} = Tensión de trabajo admisible en Kg/cm^2.
$T_{adm.sold}$ = Tensión de trabajo admisible en uniones soldadas en Kg/cm^2.
T = Tensión en Kg/cm^2.
$T_{sold.}$ = Tensión en uniones soldadas en Kg/cm^2.
P = Carga o fuerza en Kg.

Todos estos símbolos pueden ir con cualquiera de los símbolos siguientes para especificar su condición: to = total; cor = cortante; c = compresión; t = tracción; trab = trabajo; f = flexión; tran = transversal; Ejemplo: T_t = tensión de tracción.

M_f = Momento flector en Kg. cm.
M_e = Momento estático en cm^3.
Q = Esfuerzo cortante en Kg.
E = Módulo de elasticidad en Kg/cm^2.
I_x = Momento de inercia referido al eje x-x en cm^4.
I_y = Momento de inercia referido al eje y-y- en cm^4.
I_t = Momento de inercia total en cm^4.
I_{sold} = Momento de inercia de la soldadura en cm^4.
R_x = Momento resistente referido al eje x-x en cm^3.
R_y = Momento resistente referido al eje y-y en cm^3.
R_t = Momento resistente total en cm^3.
$R_{sold.}$ = Momento resistente de la soldadura en cm^3.
i_x = Radio de giro referido al eje x-x en cm.
S = Sección en cm^2.
$S_{sold.}$ = Sección de la soldadura en cm^2.
C = Carga uniformemente repartida que obra sobre toda la viga en Kg.
R_A = Reacción en A en Kg.

R_B	=	Reacción en B en kg.
q	=	Carga uniformemente repartida por cm. en Kg.
p	=	Peso por metro de los perfiles en Kg.
λ	=	Esbeltez en barras sometidas a compresión (Lambda).
ω	=	Coeficiente de pandeo (Omega).
ω_{id}	=	Coeficiente de pandeo de la esbeltez ideal.
f	=	Flecha en cm.
d	=	Diámetro del remache, y diámetro de la espiga del tornillo.
d_1	=	Diámetro del agujero para el remache o tornillo.
d_n	=	Diámetro del núcleo del tornillo.
D o d	=	Diámetro en cm.
L o l	=	Longitud en cm.
e	=	Espesor en cm.
a	=	Espesor del cordón de soldadura en cm.
h	=	Altura en cm.
Σ	=	Suma total.
ψ	=	Coeficiente de compensación (Psi).
φ	=	Coeficiente de choque (Phi).

1 BASES FUNDAMENTALES

RESISTENCIA DE MATERIALES

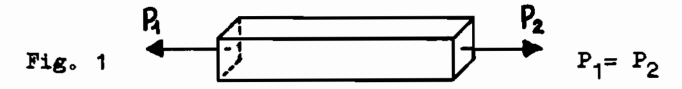
La resistencia de materiales, es la parte de la mecánica que resuelve por medio de fórmulas, las dimensiones de los sólidos para resistir diferentes cargas o esfuerzos.

CLASES DE RESISTENCIA

a) Resistencia a la TRACCION
b) Resistencia a la COMPRESION
c) Resistencia a la CORTADURA
d) Resistencia a la FLEXION
e) Resistencia a la TENSION TRANSVERSAL
f) Resistencia a la TORSION
g) Resistencia al PANDEO

TRACCION

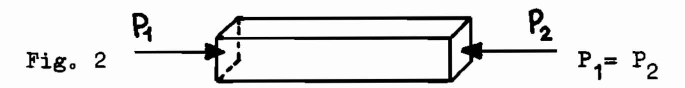
Un cuerpo está sometido a tracción cuando actuan sobre él dos fuerzas iguales y en sentido contrario.



Cuando se somete a tracción un cuerpo, las caras perpendiculares a las fuerzas tienden a separarse, y las caras paralelas a juntarse, produciendose un alargamiento si las fuerzas tienen la necesaria magnitud (Fig. 1).

COMPRESION

Un cuerpo está sometido a compresión cuando actuan sobre el dos fuerzas iguales y en sentido contrario.



Cuando se somete a compresión un cuerpo, las caras perpendiculares a las fuerzas tienden a unirse, y las paralelas a separarse, produciendose un acortamiento si las fuerzas tienen la necesaria magnitud (Fig. 2).

CORTADURA

Un cuerpo está sometido a cortadura cuando actuan sobre él dos fuerzas iguales, en sentido contrario, en planos paralelos y con muy poca separación.

Fig. 3 P $= P_1$

P

P_1

Cuando se somete a cortadura un cuerpo, el sólido tiende a desunirse por desgarramiento, en la separación de los dos planos donde actuan las fuerzas (Fig. 3).

FLEXION

Un cuerpo está sometido a flexión cuando actuan sobre él dos fuerzas iguales con una separación, y otra en sentido contrario en el centro de las dos, igual a la suma de éstas (caso principal) Fig. 4.

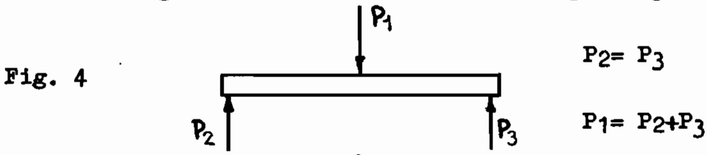


Fig. 4

$P_2 = P_3$

$P_1 = P_2 + P_3$

Cuando se somete a flexión una barra se producen en ella esfuerzos de compresión, tracción y cortadura (también tensiones transversales, ver párrafo aparte). Fig. 5.

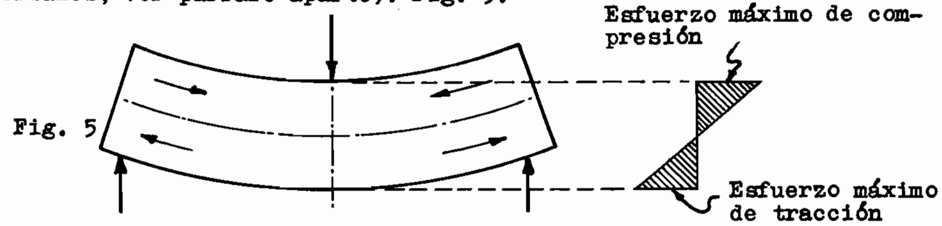


Fig. 5

En la barra su mitad superior se comprime y la inferior se alarga, quedando en el centro la fibra neutra, que no está sometida ni a compresión ni a tracción.

TENSION TRANSVERSAL

El alma de las vigas en carga está sometida a una tensión transversal o de desgarramiento, producida por las fuerzas contrarias de su parte superior e inferior.

$P_1 = P_2$

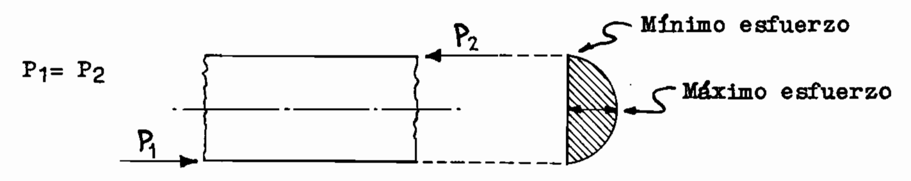


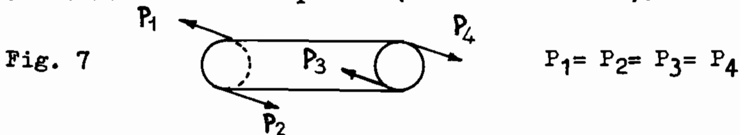
Fig. 6

Estas fuerzas tienden a abollar el alma y producen su máximo esfuerzo en el centro, y el mínimo en los extremos (los perfiles laminados se tendrán que calcular para resistir la tensión transversal, cuando la viga tenga poca luz y el máximo de carga). Fig. 6.

TORSION

Un cuerpo está sometido a torsión cuando dos pares de fuerzas contrarias obran en sentido opuesto (uno de los casos).

Fig. 7



$P_1 = P_2 = P_3 = P_4$

Cuando se somete a torsión un cuerpo, sus secciones tienden a tomar un movimiento de rotación unas en sentido contrario de las otras, y se someten a esfuerzos de cortadura (Fig. 7).

PANDEO

Un cuerpo está solicitado a pandeo cuando está sometido a compresión siendo su longitud grande, y su sección transversal pequeña. Fig. 8.

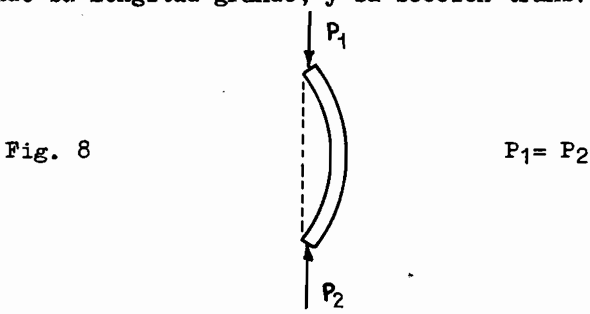


Fig. 8

COEFICIENTES Y TENSIONES

Coeficiente o tensión de rotura, es la carga que se necesita aplicar a un cuerpo por unidad de sección, para producir su rotura.

Coeficiente o tensión de trabajo, es la carga a que se hace trabajar a un cuerpo, por unidad de sección.

Coeficiente de seguridad, es una cantidad por la cual se divide el coeficiente de rotura para determinar el coeficiente de trabajo (ésta cantidad es el número de veces que, habría que hacer trabajar más el material, para producir su rotura).

$$\text{Coeficiente de trabajo} = \frac{\text{Coeficiente de rotura}}{\text{Coeficiente de seguridad}}$$

TENSION DE ROTURA EN KG/CM^2 DE DIVERSOS MATERIALES

Material	Tracción	Compresión
Acero suave	3.000 a 3.600	2.800 a 3.000
Acero duro	6.000 a 7.500	>7.000
Fundición	1.000 a 1.500	6.000 a 10.000
Bronce	2.000 a 2.500	5.000
Cuero	300 a 500	-
Madera dura (sentido fibras)	800 a 900	600 a 700
Madera blanda (sentido fibras)	700 a 800	400 a 500
Cuerda de cañamo	800 a 1.000	-
Ladrillos	10	270
Alambres de acero suave	4.500 a 6.000	-
Alambres de acero duro	7.500 a 12.000	-
Alambres de cobre	4.000	

DIFERENTES TIPOS DE CARGA

Carga estática.- Este tipo de carga actua de un modo permanente y siempre con la misma intensidad.

Carga intermitente.- Este tipo de carga varia continuamente entre cero y un valor máximo.

Carga dinámica o alternativa.- Este tipo de carga varía continuamente, de cero a un máximo positivo, luego baja otra vez a cero y crece hasta un máximo negativo, volviendo luego a cero.

TABLA 1 - TENSIONES DE TRABAJO RECOMENDABLES EN KG/CM^2 SACADAS DE LAS NORMAS DIN 1050

Forma de utilización en obra	Formas de trabajo	Caso de carga 1	2
Piezas de construcción.	Compresión Tracción Flexión Cortadura Tensión transversal	1.200 1.200 1.200 960 960	1.400 1.400 1.400 1.120 1.120
Uniones de remaches	Cortadura Compresión contra las paredes	1.200 2.400	1.400 2.800
Uniones de tornillos (ajustados)	Cortadura Compresión contra las paredes Tracción	960 2.400 850	1.120 2.800 1.000
Uniones de tornillos (no ajustados)	Cortadura Compresión contra las paredes Tracción	700 1.600 600	800 1.800 700
Tornillos y barras de anclaje	Tracción	850	1.000

Casos de carga 1 (Fuerzas principales).- Efecto desfavorable simultáneo de la carga permanente y de la móvil, incluso la de la nieve, sin la del viento. Entre las cargas móviles figura también la tensión de la correa y otras.

Casos de carga 2 (Fuerzas principales y suplementarias).- Efecto simultáneo de las cargas del caso 1º junto con la del viento, efectos térmicos y las fuerzas frenantes y laterales procedentes de las grúas.

Operando con los valores del caso 1 en el caso 2 se obtiene mayor seguridad, cosa que se suele hacer con mucha frecuencia.

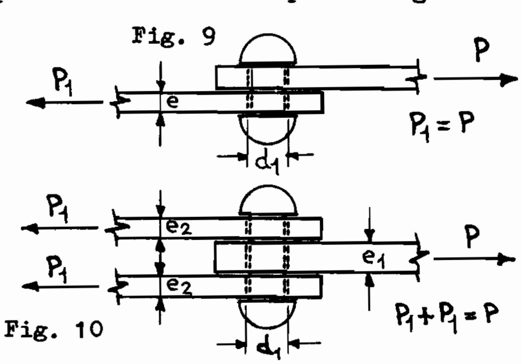
Compresión contra las paredes del agujero.- Se calcularán los remaches a compresión contra las paredes cuando se cumpla lo siguiente:

Simple cortadura

$e \leq 0,393 \cdot d_1$ (fig. 9)
e = chapa más delgada

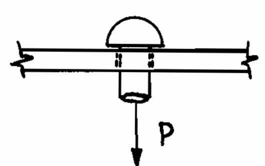
Doble cortadura

$e \leq 0,785 \cdot d_1$ (fig. 10)
e= el menor de los dos valores, e_1 ó $2 \cdot e_2$



Tracción de los remaches.- Se calcularán los remaches a tracción cuando trabajen como indica la fig. 11.
(Se debe evitar que trabajen a tracción)

Fig. 11



DILATACION TERMICA

Los cuerpos se dilatan bajo la influencia del calor. Para el acero la dilatación entre 0°y 100°C és de 0,012 milimetros por metro y grado.

MODULO DE ELASTICIDAD

El coeficiente de alargamiento es igual al alargamiento del material dividido por la tensión de rotura.

$$\text{Coeficiente de alargamiento} = \frac{\text{alargamiento en \%}}{\text{tensión rotura}}$$

Con una tensión de 1 kg/mm2 se produce en el acero colado un alargamiento de 0,0000465 mm. Como esta cifra es muy pequeña se usa su valor recíproco que es:

$$E = \frac{1}{0,0000465} = 2150000 \text{ Kg/cm}^2$$

A este valor se le llama "Módulo de elasticidad". Para el cálculo de estructuras el valor que se usa es 2100000 kg/cm^2.

MOMENTOS Y ESFUERZOS

Diferentes tipos de momentos y esfuerzos:

Momento estático
Momento de inercia
Momento resistente
Momento flector
Esfuerzo cortante

MOMENTO ESTATICO

El momento estático es el producto de una fuerza por su brazo de palanca.
El momento estático de la sección de un cuerpo prismático, con respecto al eje que pasa por su centro de gravedad es igual a 0. Ejemplo figuras 12 y 13.

Fig. 12

Fig. 13

El momento estático de la sección de un cuerpo prismático con respecto a un eje que no pasa por su centro de gravedad, es igual al producto de la sección por la distancia del centro de gravedad al eje (se expresa en cm^3). Ejemplo fig. 14.

Momento estático con respecto
al eje y-y= b·h·l

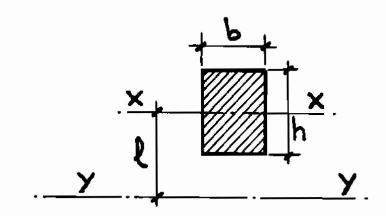


Fig. 14

MOMENTO DE INERCIA

El momento de inercia de la sección de un cuerpo prismático, con respecto a uno de sus ejes que pasan por su centro de gravedad, es el siguiente (fig. 15):

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

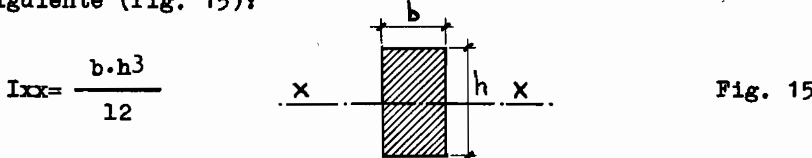


Fig. 15

El valor del momento de inercia se expresa en cm^4.

El momento de inercia de la sección de un cuerpo prismático, con respecto a un eje que no pasa por su centro de gravedad, es el siguiente (fig. 16):

$$I_{yy} = I_{xx} + (h \cdot b \cdot l^2)$$

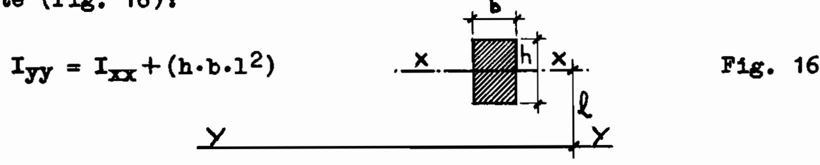


Fig. 16

MOMENTO RESISTENTE

El momento resistente de la sección de un cuerpo prismático, con respecto a uno de sus ejes que pasan por su centro de gravedad, es el siguiente (fig. 17):

$$R_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{I_{xx}}{h/2}$$

Fig. 17

El valor del momento resistente se expresa en cm^3.

El momento resistente de la sección de un cuerpo prismático, respecto a un eje que no pasa por su centro de gravedad, es el siguiente (fig. 18):

$$R_{yy} = \frac{I_{yy}}{l}$$

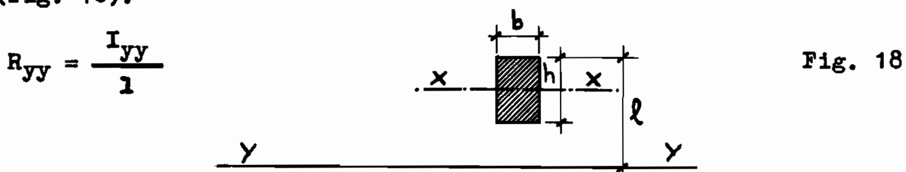


Fig. 18

MOMENTO FLECTOR

El valor del momento flector es igual a la suma algebraica de los momentos estáticos de todas las fuerzas que actuan a la izquierda o derecha de la sección que se considera. Ejemplo (fig. 19).

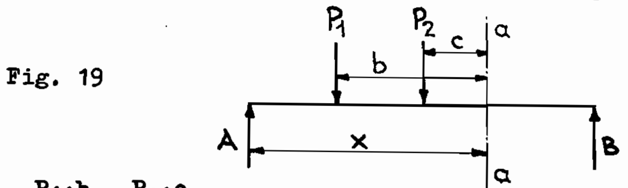


Fig. 19

$Mf_{aa} = A \cdot x - P_1 \cdot b - P_2 \cdot c$

El momento flector se expresa en kg. cm. normalmente.

ESFUERZO CORTANTE

El valor del esfuerzo cortante es igual a la suma algebraica de todas las fuerzas que actuan, a la izquierda o derecha de la sección que se considera. Ejemplo (fig. 20):

$Q_{aa} = A - P_1 - P_2 - P_3$

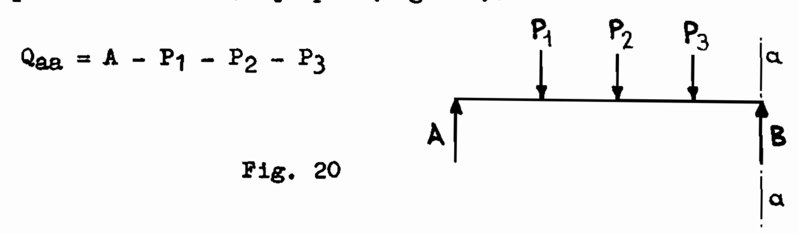


Fig. 20

RADIO DE GIRO DE LOS PERFILES

El valor del radio de giro de los perfiles es igual a la raiz cuadrada del momento de inercia dividido por la sección del perfil.
El radio de giro sirve para calcular la distancia a ejes, entre las presillas de los elementos comprimidos.
Ejemplo: U PN 8 I_x = 106 cm4 Sección = 11 cm2.

$$i_x = \sqrt{\frac{106}{11}} = 3{,}1 \text{ cm.}$$

DESCOMPOSICION Y RESULTANTES DE FUERZAS

Representación de las fuerzas

La representación gráfica de las fuerzas se hace por medio de una recta que tiene una flechita en un extremo, para indicar en el sentido que actua. La longitud de la recta indica la magnitud de la fuerza. Ejemplo (fig. 21):

Fig. 21.

← Dirección

Magnitud

Descomposición de una fuerza en dos direcciones dadas

Para descomponer una fuerza en dos direcciones dadas, se procederá como se indica en las figuras 22 y 23.

Datos

Solución

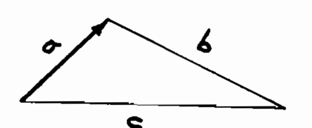


Fig. 22

Fig. 23

RESULTANTE DE DOS FUERZAS

Para hallar la resultante de dos fuerzas, se procederá como se indica en las figuras 24 y 25.

Datos

Solución

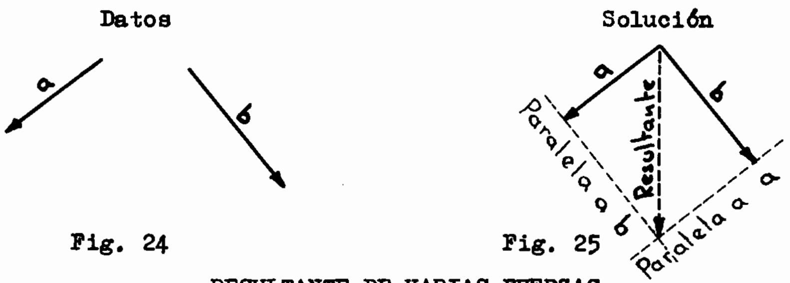


Fig. 24

Fig. 25

RESULTANTE DE VARIAS FUERZAS

Para hallar la resultante de varias fuerzas, se procederá - como se indica en las figuras 26 a 31.

Datos

Solución

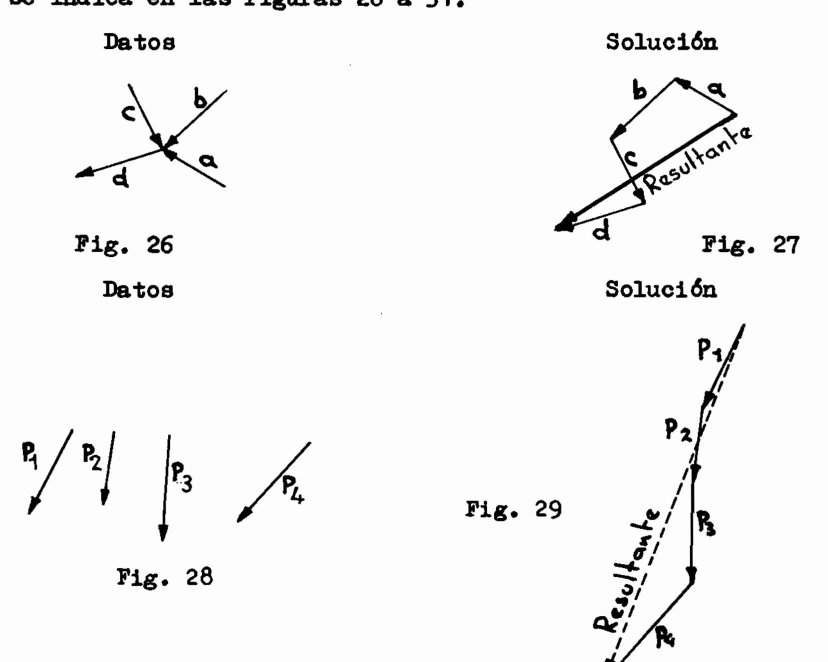


Fig. 26

Fig. 27

Datos

Solución

Fig. 28

Fig. 29

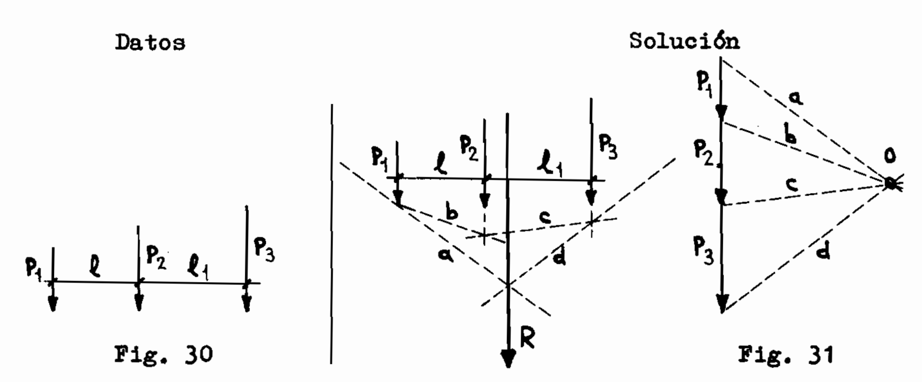


Fig. 30

Fig. 31

El punto O se podrá poner en cualquier sitio, dando siempre el mismo resultado.

MOMENTOS DE INERCIA Y RESISTENTES DE DIFERENTES FIGURAS

(Figuras 32 a 39)

Fig. 32

$$I_{xx} = \frac{b^4}{12} \qquad R_{xx} = \frac{b^3}{6}$$

Fig. 33

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} \qquad R_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Fig. 34

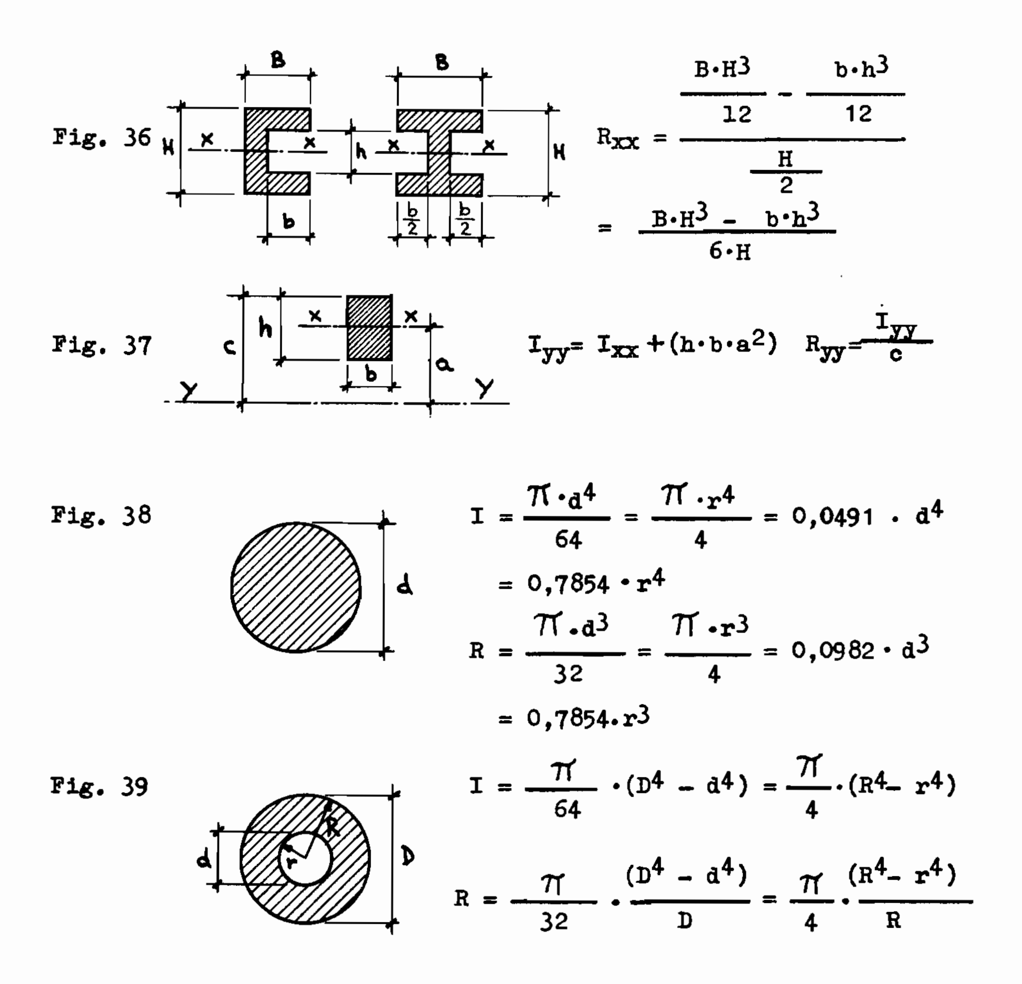
$$I_{xx} = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12}$$

$$R_{xx} = \frac{\dfrac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + \dfrac{b_2 \cdot h_2^3}{12}}{\dfrac{h_1}{2}}$$

Fig. 35

$$I_{xx} = \frac{B \cdot H^3}{12} - \frac{b \cdot h^3}{12}$$

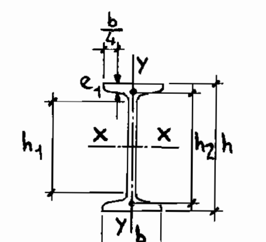
La fórmula del momento resistente de la figura 36 vale tambien para la 35, y el momento de inercia de la figura 35 vale también para la 36.



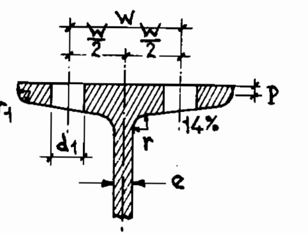
NOTA: A los ejes que no pasan por el centro de gravedad de las secciones de los cuerpos, les he puesto y-y para facilitar la interpretación ya que hasta aquí sólo hay ejes horizontales, y para los verticales valen las mismas fórmulas dándoles a las figuras un giro de 90°. En adelante y puesto que habrá juntos ejes horizontales y verticales, los primeros serán x-x y los segundos y-y.

TABLAS DE LOS PERFILES

Las tablas que vienen a continuación son de los principales perfiles laminados (faltan los angulares de lados desiguales que se usan muy poco). En ellas se dan los siguientes datos; dimensiones de los perfiles, secciones, peso por metro, momentos de inercia, momentos resistentes, radios de giro, situación y diámetro de agujeros, y posición de los ejes de gravedad. A los ejes x_1-x_1 y y_1-y_1 de las tablas de los angulares les he puesto esta denominación, para que queden bien al utilizar dos angulares en la posición ⟨⟩, cosa que es muy corriente.

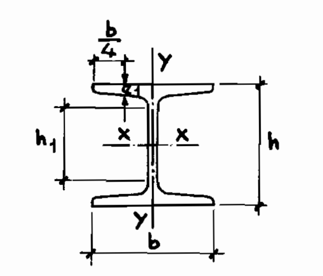


Para agujeros de $\varnothing < d_1$ se tomará la misma distancia W



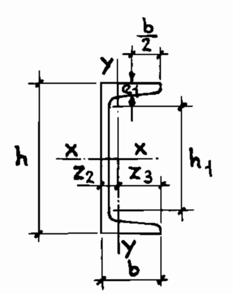
h_2 distancia entre los centros de gravedad de las alas

Perfil I	Dimensiones en mm.							Sección	Peso	Gramil y diám. norm		Refe. eje x-x			Refe. eje y-y			h_2
	h	b	e = r	e_1	r_1	h_1	p	cm^2	Kg/m	W mm.	d_1 mm.	I_x cm^4	R_x cm^3	i_x cm	I_y cm^4	R_y cm^3	i_y cm	mm.
8	80	42	3,9	5,9	2,3	59	2,2	7,58	5,95	22	-	77,8	19,5	3,20	6,29	3,00	0,91	64
10	100	50	4,5	6,8	2,7	75	2,5	10,6	8,32	26	-	171	34,2	4,01	12,2	4,88	1,07	85
12	120	58	5,1	7,7	3,1	92	2,8	14,2	11,2	30	-	328	54,7	4,81	21,5	7,41	1,23	103
14	140	66	5,7	8,6	3,4	109	3,1	18,3	14,4	34	11	573	81,9	5,61	35,2	10,7	1,40	120
16	160	74	6,3	9,5	3,8	125	3,3	22,8	17,9	38	13	935	117	6,40	54,7	14,8	1,55	137
18	180	82	6,9	10,4	4,1	142	3,6	27,9	21,9	44	13	1450	161	7,20	81,3	19,8	1,71	155
20	200	90	7,5	11,3	4,5	159	4,0	33,5	26,3	46	17	2140	214	8,00	117	26,0	1,87	172
22	220	98	8,1	12,2	4,9	175	4,3	39,6	31,1	52	17	3060	278	8,80	162	33,1	2,02	189
24	240	106	8,7	13,1	5,2	192	4,6	46,1	36,2	56	17	4250	354	9,59	221	41,7	2,20	206
26	260	113	9,4	14,1	5,6	208	5,0	53,4	41,9	58	21	5740	442	10,4	288	51,0	2,32	223
28	280	119	10,1	15,2	6,1	225	5,4	61,1	48,0	62	21	7590	542	11,1	364	61,2	2,45	240
30	300	125	10,8	16,2	6,5	241	5,9	69,1	54,2	64	21	9800	653	11,9	451	72,2	2,56	257
32	320	131	11,5	17,3	6,9	257	6,4	77,8	61,1	70	21	12510	782	12,7	555	84,7	2,67	274
34	340	137	12,2	18,3	7,3	274	6,9	86,8	68,1	74	23	15700	923	13,5	674	98,4	2,80	291
36	360	143	13,0	19,5	7,8	290	7,3	97,1	76,2	74	23	19610	1090	14,2	818	114	2,90	307
38	380	149	13,7	20,5	8,2	306	8,0	107	84,2	80	23	24010	1260	15,0	975	131	3,02	324
40	400	155	14,4	21,6	8,6	323	8,3	118	92,6	84	23	29210	1460	15,7	1160	149	3,13	341
42½	425	163	15,3	23,0	9,2	343	8,9	132	104	86	25	36970	1740	16,7	1440	176	3,30	362
45	450	170	16,2	24,3	9,7	363	9,5	147	115	92	25	45850	2040	17,7	1730	203	3,43	383
47½	475	178	17,1	25,6	10,3	384	9,9	163	128	96	28	56480	2380	18,6	2090	235	3,60	404
50	500	185	18,0	27,0	10,8	404	10,6	180	141	100	28	68740	2750	19,6	2480	268	3,72	424

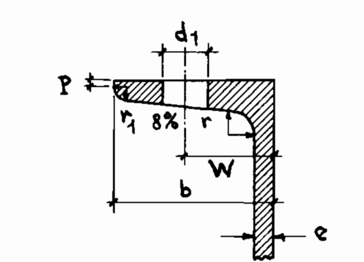


Para agujeros de $\phi < d_1$ se tomará la misma distancia W

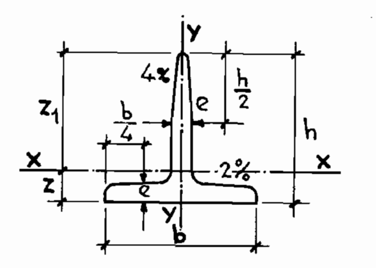
Perfil I	Dimensiones en mm.							Sección cm2	Peso kg/m	Gramil y diám nor.		Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h=b	e	e_1	r	r_1	h_1	P			W mm.	d_1 mm.	I_x cm4	R_x cm3	i_x cm	I_y cm4	R_y cm3	i_y cm
14-14	140	8,5	12,5	11,0	4,25	90	5,5	45,5	35,7	80	21	1534	219	5,80	572	81,7	3,55
16-16	160	9,0	13,5	11,5	4,50	105	5,7	56,0	44,0	90	23	2500	312	6,67	922	115	4,06
18-18	180	9,5	14,5	12,0	4,75	120	6,1	67,5	53,00	100	23	3856	428	7,56	1410	156	4,56
20-20	200	10,0	15,5	12,5	5,00	135	6,4	80,0	62,8	110	23	5690	569	8,45	2068	207	5,08
22-22	220	10,5	16,5	13,0	5,25	150	6,8	93,3	73,2	120	23	8105	736	9,30	2929	266	5,60



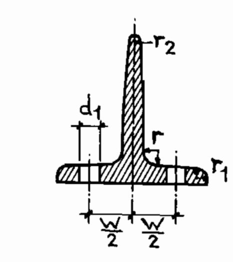
Para agujeros de $\emptyset < d_1$ se tomará la misma distancia W



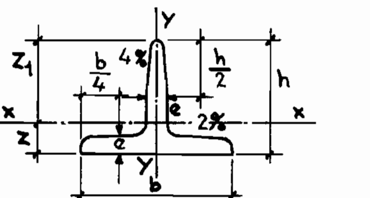
Perfil [	Dimensiones en mm. h	b	e	$e_1=r$	r_1	h_1	P	Sección cm2	Peso kg/m.	Gramil y diám. normal W mm.	d_1 mm.	Distancia al eje y-y Z_2 cm.	Z_3 cm.	Referido al eje x-x I_x cm4	R_x cm3	i_x cm	Referido al eje y-y I_y cm4	R_y cm3	i_y cm
8	80	45	6	8	4	46	2,4	11,0	8,64	25	13	1,45	3,05	106	26,5	3,10	19,4	6,36	1,33
10	100	50	6	8,5	4,5	64	2,3	13,5	10,6	30	13	1,55	3,45	206	41,2	3,91	29,3	8,49	1,47
12	120	55	7	9	4,5	82	2,6	17,0	13,4	30	17	1,60	3,90	364	60,7	4,62	43,2	11,1	1,59
14	140	60	7	10	5	98	3	20,4	16,0	35	17	1,75	4,25	605	86,4	5,45	62,7	14,8	1,75
16	160	65	7,5	10,5	5,5	115	2,8	24,0	18,8	35	21	1,84	4,66	925	116	6,21	85,3	18,6	1,89
18	180	70	8	11	5,5	133	3	28,0	22,0	40	21	1,92	5,08	1350	150	6,95	114	22,4	2,02
20	200	75	8,5	11,5	6	151	3	32,2	25,3	40	23	2,01	5,49	1910	191	7,70	148	27,0	2,14
22	220	80	9	12,5	6,5	167	3,3	37,4	29,4	45	23	2,14	5,86	2690	245	8,48	197	33,6	2,30
25/8	250	80	10	12,5	6,5	195	3,3	42,5	34,0	45	25	2,14	5,86	3770	302	9,40	238	40,6	2,36
25/10	250	100	10	16	8	180	4,5	53,7	42,2	55	25	2,88	7,12	5180	414	9,80	440	61,7	2,86
30	300	90	13	14	4	230	6,7	60,7	47,65	50	25	2,14	6,86	7310	487	10,95	349	51,0	2,39



Para agujeros de $\varnothing < d_1$ se tomará la misma distancia W



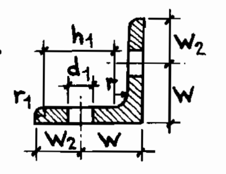
Perfil ⊥	Dimensiones en mm b	h	e	r	r_1	r_2	Sección cm2	Peso kg/m	Gramil W mm	Agujero d_1 mm	Sec. neta cm2	Posición centro gravedad Z cm	Z_1 cm	Referido al eje x-x I_x cm4	R_x cm3	i_x cm	Referido al eje y-y I_y cm4	R_y cm3	i_y cm
20·20·3	20	20	3	3	1,5	1	1,12	0,88	-	-	-	0,58	1,42	0,38	0,27	0,58	0,20	0,20	0,42
25·25·3,5	25	25	3,5	3,5	2	1	1,64	1,29	-	-	-	0,73	1,77	0,87	0,49	0,73	0,43	0,34	0,51
30·30·4	30	30	4	4	2	1	2,26	1,77	-	-	-	0,85	2,15	1,72	0,80	0,87	0,87	0,58	0,62
35·35·4,5	35	35	4,5	4,5	2	1	2,97	2,33	-	-	-	0,99	2,51	3,10	1,23	1,04	1,57	0,90	0,73
40·40·5	40	40	5	5	2,5	1	3,77	2,96	24	6,5	3,13	1,12	2,88	5,28	1,84	1,18	2,58	1,29	0,83
45·45·5,5	45	45	5,5	5,5	3	1,5	4,67	3,67	26	6,5	3,96	1,26	3,24	8,13	2,51	1,32	4,01	1,78	0,93
50·50·6	50	50	6	6	3	1,5	5,66	4,44	30	6,5	4,89	1,39	3,61	12,1	3,36	1,46	6,06	2,42	1,03
60·60·7	60	60	7	7	3,5	2	7,94	6,23	34	8,5	6,76	1,66	4,34	23,8	5,48	1,73	12,2	4,07	1,24
70·70·8	70	70	8	8	4	2	10,6	8,32	40	11	8,85	1,94	5,06	44,5	8,79	2,05	22,1	6,32	1,44
90·90·10	90	90	10	10	5	2,5	17,1	13,42	50	11	14,9	2,48	6,52	119	18,2	2,64	58,5	13,0	1,85
100·100·10	100	100	10	10	5	2,5	19,2	15,20	60	13	16,6	2,87	7,13	174	24,4	3,00	88,2	17,6	2,14
100·100·11	100	100	11	11	5,5	3	20,9	16,41	60	13	18,0	2,74	7,26	179	24,6	2,92	88,4	17,7	2,05
100·100·13	100	100	13	12	6	3	24,3	19,20	60	13	20,9	2,88	7,12	221	31,0	3,01	108,6	21,7	2,10



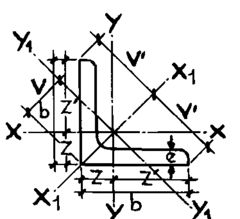
Para agujero de $\varnothing < d_1$ se tomará la misma distancia W

Perfil ⊥	Dimensiones en mm. b	h	e	r	r_1	r_2	Sec- ción cm2	Peso kg/m	Gra mil W mm	Agu je- ro d_1 mm	Sec. neta cm2	Posición del centro gravedad Z cm	Z_1 cm	Referido al eje x-x I_x cm4	R_x cm3	i_x cm	Referido al eje y-y I_y cm4	R_y cm3	i_y cm
100·55·8	100	55	8	8	4	2	11,7	9,20	60	13	9,62	1,28	4,22	12,8	3,03	1,04	46,0	9,20	1,99
100·60·8	100	60	8	8	4	2	12,0	9,43	60	13	9,92	1,37	4,63	21,4	4,63	1,33	48,0	9,60	2,00
100·60·9,5	100	60	9,5	10	5	2,5	14,2	11,15	60	13	11,73	1,34	4,66	36,5	7,83	1,60	50,0	10,00	1,87
100·65·8	100	65	8	8	4	2	12,5	9,83	60	13	10,42	1,36	5,14	40,9	7,95	1,80	70,0	14,00	2,36
100·75·8	100	75	8	8	4	2	13,2	10,40	60	13	11,12	1,70	5,80	63,8	11,00	2,20	88,0	17,60	2,58

t = Distancia mínima para la cual pueden darse los remaches. t_1 = Distancia mínima para descontar un sólo agujero en las barras sometidas a tracción. S_1 = Sección neta descontando un agujero de Ø d_1. S_2 = Sección neta descontando dos agujeros.



Perfil L	Dimensiones en mm. b	e	r	r1	Sección cm2.	Peso Kg/m.	Referido al eje x-x = y-y I_x cm4	R_x cm3	i_x cm	$x_1 - x_1$ I_{x1} cm4	i_{x1} cm.	$y_1 - y_1$ I_{y1} cm4	R_{y1} cm3	i_{y1} cm	Gramil y diámetro nor. en mm. W	W_1	W_2	d_1	t	t_1	t_2	Sección S_1 cm2	Sec S_2 cm	h_1 mm.	Posición de los ejes en cm. Z'	Z	V'	V
15·15·3	15	3	3,5	2	0,82	0,64	0,15	0,15	0,43	0,24	0,54	0,06	0,09	0,27										6	1,02	0,48	1,06	0,67
15·15·4	15	4	3,5	2	1,05	0,82	0,19	0,19	0,42	0,29	0,53	0,08	0,11	0,28										5	0,99	0,51	1,06	0,73
20·20·3	20	3	3,5	2	1,12	0,88	0,39	0,28	0,59	0,62	0,74	0,15	0,18	0,37										11	1,40	0,60	1,41	0,85
20·20·4	20	4	3,5	2	1,45	1,14	0,48	0,35	0,58	0,77	0,73	0,19	0,21	0,36										10	1,36	0,64	1,41	0,90
25·25·3	25	3	3,5	2	1,42	1,12	0,79	0,45	0,75	1,27	0,95	0,31	0,30	0,47										16	1,77	0,73	1,77	1,03
25·25·4	25	4	3,5	2	1,85	1,45	1,01	0,58	0,74	1,61	0,93	0,40	0,37	0,47										15	1,74	0,76	1,77	1,08
30·30·3	30	3	5	2,5	1,74	1,36	1,41	0,65	0,90	2,24	1,14	0,57	0,48	0,57	17		13	8,5	12	26		1,49		19	2,16	0,84	2,12	1,18
30·30·5	30	5	5	2,5	2,78	2,18	2,16	1,04	0,88	3,41	1,11	0,91	0,70	0,57	17		13	8,5	14	26		2,36		17	2,08	0,92	2,12	1,30
35·35·4	35	4	5	2,5	2,67	2,10	2,96	1,18	1,05	4,68	1,33	1,24	0,88	0,68	20		15	11	15	32		2,23		23	2,50	1,00	2,47	1,41
35·35·6	35	6	5	2,5	3,87	3,04	4,14	1,71	1,04	6,50	1,30	1,77	1,16	0,68	20		15	11	17	32		3,21		21	2,42	1,08	2,47	1,53
40·40·4	40	4	6	3	3,08	2,42	4,48	1,56	1,21	7,09	1,52	1,86	1,18	0,78	22		18	11	13	33		2,64		27	2,88	1,12	2,83	1,58
40·40·6	40	6	6	3	4,48	3,52	6,33	2,26	1,19	9,98	1,49	2,67	1,57	0,77	22		18	11	14	33		3,82		25	2,80	1,20	2,83	1,70
45·45·5	45	5	7	3,5	4,30	3,38	7,83	2,43	1,35	12,4	1,70	3,25	1,80	0,87	25		20	11	9	35		3,75		29	3,22	1,28	3,18	1,81
45·45·7	45	7	7	3,5	5,86	4,60	10,4	3,31	1,33	16,4	1,67	4,39	2,29	0,87	25		20	11	14	35		5,09		27	3,14	1,36	3,18	1,92
50·50·5	50	5	7	3,5	4,80	3,77	11,0	3,05	1,51	17,4	1,90	4,59	2,32	0,98	30		20	13	0	42		4,15		34	3,60	1,40	3,54	1,98
50·50·7	50	7	7	3,5	6,56	5,15	14,6	4,15	1,49	23,1	1,88	6,02	2,85	0,96	30		20	13	11	42		5,65		32	3,51	1,49	3,54	2,11
50·50·9	50	9	7	3,5	8,24	6,47	17,9	5,20	1,47	28,1	1,85	7,67	3,47	0,97	30		20	13	15	42		7,07		30	3,44	1,56	3,54	2,21
55·55·6	55	6	8	4	6,31	4,95	17,3	4,40	1,66	27,4	2,08	7,24	3,28	1,07	30		25	17	20	49		5,29		37	3,94	1,56	3,89	2,21
55·55·8	55	8	8	4	8,23	6,46	22,1	5,72	1,64	34,8	2,06	9,35	4,03	1,07	30		25	17	23	49		6,87		35	3,86	1,64	3,89	2,32



t = Distancia mínima para la cual pueden darse los remaches. t_1 = Distancia mínima para descontar un solo agujero en las barras sometidas a tracción. S_1 = Sección neta descontando un agujero de Ø d_1. S_2 = Sección neta descontando dos agujeros.

Perfil L	Dimensiones en mm. b	e	r	r_1	Sección cm2	Peso Kg/m.	Referido al eje x-x = y-y I_x cm4	R_x cm3	i_x cm.	$x_1 - x_1$ I_{x1} cm4	i_{x1} cm.	$y_1 - y_1$ I_{y1} cm4	R_{y1} cm3	i_{y1} cm.	Gramil y diámetro en mm. W	W_1	W_2	d_1	t	t_1	t_2	Sección S_1 cm2	Sec. cm	h_1 mm.	Posición de los ejes en cm. Z'	Z	V'	V
55·55·10	55	10	8	4	10,1	7,90	26,3	6,97	1,62	41,4	2,02	11,3	4,65	1,06	30		25	17	25	49		8,40		33	3,78	1,72	3,89	2,43
60·60·6	60	6	8	4	6,91	5,42	22,8	5,29	1,82	36,1	2,29	9,43	3,95	1,17	35		25	17	10	52		5,89		42	4,31	1,69	4,24	2,39
60·60·8	60	8	8	4	9,03	7,09	29,1	6,88	1,80	46,1	2,26	12,1	4,84	1,16	35		25	17	15	52		7,67		40	4,23	1,77	4,24	2,50
60·60·10	60	10	8	4	11,1	8,69	34,9	8,41	1,78	55,1	2,23	14,6	5,57	1,15	35		25	17	19	52		9,40		38	4,15	1,85	4,24	2,62
65·65·7	65	7	9	4,5	8,70	6,83	33,4	7,18	1,96	53,0	2,47	13,8	5,27	1,26	35		30	17	13	52		7,51		44	4,65	1,85	4,60	2,62
65·65·9	65	9	9	4,5	11,0	8,62	41,3	9,04	1,94	65,4	2,44	17,2	6,30	1,25	35		30	21	30	58		9,11		42	4,57	1,93	4,60	2,73
65·65·11	65	11	9	4,5	13,2	10,3	48,8	10,8	1,91	76,8	2,42	20,7	7,31	1,25	35		30	21	32	58		10,9		40	4,50	2,00	4,60	2,83
70·70·7	70	7	9	4,5	9,40	7,38	42,4	8,43	2,12	67,1	2,67	17,6	6,31	1,37	40		30	17	0	55		8,21		49	5,03	1,97	4,95	2,79
70·70·9	70	9	9	4,5	11,9	9,34	52,6	10,6	2,10	83,1	2,64	22,0	7,59	1,36	40		30	21	23	62		10,0		47	4,95	2,05	4,95	2,90
70·70·11	70	11	9	4,5	14,3	11,2	61,8	12,7	2,08	97,6	2,61	26,0	8,64	1,35	40		30	21	26	62		12,0		45	4,87	2,13	4,95	3,01
75·75·8	75	8	10	5	11,5	9,03	58,9	11,0	2,26	93,3	2,85	24,4	8,11	1,46	40		35	21	22	62		9,82		52	5,37	2,13	5,30	3,01
75·75·10	75	10	10	5	14,1	11,1	71,4	13,5	2,25	113	2,83	29,8	9,55	1,45	40		35	23	31	65		11,8		50	5,29	2,21	5,30	3,12
75·75·12	75	12	10	5	16,7	13,1	82,4	15,8	2,22	130	2,79	34,7	10,7	1,44	40		35	23	33	65		13,9		48	5,21	2,29	5,30	3,24
80·80·8	80	8	10	5	12,3	9,66	72,3	12,6	2,42	115	3,06	29,6	9,25	1,55	45		35	21	10	65		10,6		57	5,74	2,26	5,66	3,20
80·80·10	80	10	10	5	15,1	11,9	87,5	15,5	2,41	139	3,03	35,9	10,9	1,54	45		35	23	21	69		12,8		55	5,66	2,34	5,66	3,31
80·80·12	80	12	10	5	17,9	14,1	102	18,2	2,39	161	3,00	43,0	12,6	1,53	45		35	23	25	69		15,1		53	5,59	2,41	5,66	3,41
90·90·9	90	9	11	5,5	15,5	12,2	116	18,0	2,74	184	3,45	47,8	13,3	1,76	50		40	23	0	72		13,4		64	6,46	2,54	6,36	3,59
90·90·11	90	11	11	5,5	18,7	14,7	138	21,6	2,72	218	3,41	57,1	15,4	1,75	50		40	23	11	72		16,2		62	6,38	2,62	6,36	3,70
90·90·13	90	13	11	5,5	21,8	17,1	158	25,1	2,69	250	3,39	65,9	17,3	1,74	50		40	25	29	75		18,6		60	6,30	2,70	6,36	3,81

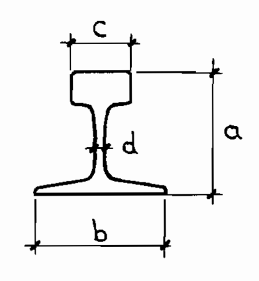
t = Distancia mínima para la cual pueden darse los remaches. t_1 = Distancia mínima para descontar un solo agujero en las barras sometidas a tracción. t_2 = Distancia mínima para descontar dos agujeros en las barras sometidas a tracción. S_1 = Sección neta descontando un agujero de Ø d_1. S_2 = Sección neta descontando dos agujeros.

Perfil L	Dimensiones en mm. b	e	r	r_1	Sección cm2.	Peso Kg/m.	Referido al eje x-x = y-y I_x cm4	R_x cm3	i_x cm	$x_1 - x_1$ I_{x1} cm4	i_{x1} cm	$y_1 - y_1$ I_{y1} cm4	R_{y1} cm3	i_{y1} cm	Gramil y diámetro normal en mm. W	W_1	W_2	d_1	t	t_1	t_2	Sección S_1 cm2	Sec S_2 cm2	h_1 mm	Posición de los ejes en cm. Z'	Z	V'	V
100·100·10	100	10	12	6	19,2	15,1	177	24,7	3,04	280	3,82	73,3	18,4	1,95	55		45	23	0	75		16,9		72	7,18	2,82	7,07	3,99
100·100·12	100	12	12	6	22,7	17,8	207	29,2	3,02	328	3,80	86,2	21,0	1,95	55		45	23	0	75		19,9		70	7,10	2,90	7,07	4,10
100·100·14	100	14	12	6	26,2	20,6	235	33,5	3,00	372	3,77	98,3	23,4	1,94	55		45	25	22	78		22,7		68	7,02	2,98	7,07	4,21
110·110·10	110	10	12	6	21,2	16,6	239	30,1	3,36	379	4,23	98,6	22,7	2,16	45	70	40	23	21	84	65	18,9	16,6	82	7,93	3,07	7,78	4,34
110·110·12	110	12	12	6	25,1	19,7	280	35,7	3,34	444	4,21	116	26,1	2,15	45	70	40	25	34	88	71	22,1	19,1	80	7,85	3,15	7,78	4,45
110·110·14	110	14	12	6	29,0	22,8	319	41,0	3,32	505	4,18	133	29,3	2,14	45	70	40	25	36	88	71	25,5	22,0	78	7,79	3,21	7,78	4,54
120·120·11	120	11	13	6,5	25,4	19,9	341	39,5	3,66	541	4,62	140	29,5	2,35	50	80	40	23	11	89	63	22,9	20,3	89	8,64	3,36	8,49	4,75
120·120·13	120	13	13	6,5	29,7	23,3	394	46,0	3,64	625	4,59	162	33,3	2,34	50	80	40	25	29	93	69	26,4	23,2	87	8,56	3,44	8,49	4,86
120·120·15	120	15	13	6,5	33,9	26,6	446	52,5	3,63	705	4,56	186	37,5	2,34	50	80	40	25	32	93	69	30,1	26,4	85	8,49	3,51	8,49	4,96
130·130·12	130	12	14	7	30,0	23,6	472	50,4	3,97	750	5,00	194	37,7	2,54	50	90	40	25	28	98	64	27,0	24,0	97	9,36	3,64	9,19	5,15
130·130·14	130	14	14	7	34,7	27,2	540	58,2	3,94	857	4,97	223	42,4	2,53	50	90	40	25	31	98	64	31,2	27,7	95	9,28	3,72	9,19	5,26
130·130·16	130	16	14	7	39,3	30,9	605	65,8	3,92	959	4,94	251	46,7	2,52	50	90	40	25	33	98	64	35,3	31,3	93	9,20	3,80	9,19	5,37
140·140·13	140	13	15	7,5	35,0	27,5	638	63,3	4,27	1010	5,38	262	47,3	2,74	55	100	40	25	20	103	60	31,7	28,5	104	10,08	3,92	9,90	5,54
140·140·15	140	15	15	7,5	40,0	31,4	723	72,3	4,25	1150	5,36	298	52,7	2,73	55	100	40	25	24	103	60	36,2	32,5	102	10,00	4,00	9,90	5,66
140·140·17	140	17	15	7,5	45,0	35,3	805	81,2	4,23	1280	5,33	334	57,9	2,72	55	100	40	25	26	103	60	40,7	36,5	100	9,92	4,08	9,90	5,77
150·150·14	150	14	16	8	40,3	31,6	845	78,2	4,58	1340	5,77	347	58,3	2,94	55	110	40	25	22	108	58	36,8	33,3	112	10,79	4,21	10,6	5,95
150·150·16	150	16	16	8	45,7	35,9	949	88,7	4,56	1510	5,74	391	64,4	2,93	55	110	40	25	26	108	58	41,7	37,7	110	10,71	4,29	10,6	6,07
150·150·18	150	18	16	8	51,0	40,1	1050	99,3	4,54	1670	5,70	438	71,0	2,93	55	110	40	28	29	108	58	46,0	41,0	108	10,64	4,36	10,6	6,17

DIMENSIONES CORRIENTES DE LAS CHAPAS QUE SE LAMINAN

LARGOS en metros — ANCHOS en metros: 1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	Espesor en mm
2											1
2											1,1
2											1,3
2											1,5
2											1,7
2											1,9
2,5											2,1
2,5											2,4
3											2,7
4	4	3,5	3,5	3							3
4	4	4	4	3,5							4
6	6	6	6	5,5	5	5					5
6	6	6	6	5,5	5	5	5	5			6
7	7	6,5	6,5	6	6	5,5	5	5	3,5	3	7
7	7	6,5	6,5	6	6	5,5	5,5	5	4,5	4	8
7	7	7	6,5	6,5	6,5	6	6	5	4,5	4	9
7	7	7	6,5	6,5	6,5	6	6	5,5	5	4,5	10
8	8	7,5	7	6,5	6	6	6	5,5	5	4,5	11
7	7	6,5	6	6	6	5,5	5	5	4,5	4	12
7	6	6	5	5	5	5	4,5	4,5	4	3,5	13
6,5	6	5,5	5	5	4,5	4,5	4	4	4	3,5	14
6,5	6	5,5	5	4,5	4,5	4	4	3,5	3,5	3	15
6	5,5	5	4,5	4,5	4	4	3,5	3,5	3	3	16
6	5,5	5	4,5	4	3,5	3,5	3,5	3	3	2,5	17
5,5	5	4,5	4	4	3,5	3,5	3	3	3	2,5	18
5	4,5	4,5	4	4	3,5	3	3	3	2,5	2,5	19
5	4,5	4	4	3,5	3,5	3	3	2,5	2,5	2,5	20
4,5	4	3,5	3,5	3	3	3	3	2,5	2,5	2,5	21
4,5	4	3,5	3,5	3	3	3	2,5	2,5	2	2	22
4	4	3,5	3	3	3	2,5	2,5	2	2		23
4	3,5	3,5	3	3	2,5	2,5	2,3	2	2		24
4	3,5	3	3	2,7	2,5	2,5	2	2			25
3,5	3,5	3	3	2,5	2,5	2,5	2	2			26
3,5	3,5	3	3	2,5	2,5	2	2				27
3,5	3	2,7	2,5	2,5	2,2	2					28
3,5	3	2,7	2,5	2,5	2,2						29
3,5	3	2,7	2,5	2,5	2,1						30

CARRILES



Dimensiones en mm.				Sección en cm2	Peso en Kg/m	Momentos I_{xx} cm4	R_{xx} cm3	OBSERVACIONES
a	b	c	d					
50	44,5	21	4	5,73	4,5	17,79	6,31	
38	35	20	5	6,37	5	13,06	6,07	
65	49,5	25	4,5	8,66	6,8	52,28	15,02	
50	50	25	6	8,92	7	29,15	10,12	
57	47	27	6	10,57	8,3	42,8	14,21	
64	59	34	8	12,73	10	68,35	20,34	
70	56,5	32	5,5	12,73	10	88,51	24,58	
70	65	35	7	15,28	12	97,18	25,91	
80	70	38	9,5	17,83	14	151,25	36,7	
82	64	38	9	19,1	15	167	38,8	
97	82	46	10	25,09	19,7	310,51	62,85	
100	85	45	8	25,48	20	335	67	
96	82	46	10	25,48	20	307,76	64,25	
95	89	51	10	28,60	22,45	348	70,8	
90	84	47	12	28,66	22,5	294,5	64,03	
100	94	50	10	29,94	23,5	387,16	74,43	
104	96,5	52,5	10,5	32,10	25,2	455	86	
104	98	54	12	33,12	26	465,4	88,48	
101,6	98,5	57,2	12,5	33,35	27,75	454,8	83	
112,5	102,5	54	12	36,30	28,5	598	101,7	
110	100	53	12	38,21	30	600	102,5	Unificado espa.
125	95	54	12	38,21	30	760,8	121,9	
115,5	105	56	12	38,21	30	678,9	113	
117,3	115	58	11	38,21	30	727	117,43	
124	100	52	11	38,21	30	775,75	123,9	
113,7	112,7	61,1	12,7	41,02	32,2	690,5	118	
112,71	112,71	58,73	12,3	41,07	32,244	687,73	120,8	
115	115	60	13	41,25	32,385	730	120	
125	105	58	13	41,40	32,5	838,3	130,7	
121	110	56	13	44,58	35	850	130	Unificado espa.
129	112	54	14	45,86	36	1000	140	
125	111,7	67,6	13,5	46,66	37	984,5	152,64	
128	118	60	14	51	40	1090	160,2	Unificado espa.
131	126	60	15	50,95	40	1144,12	164,38	
131	125	60	15	50,95	40	1130	163,76	
134	130	62	15	54,14	42,5	1270,4	182	
142	130	66	15	57,38	45	1506,2	205,6	Unificado espa.
144	134	60	15	57,32	45	1560	201,55	
147	130	68	15,5	63,80	50	1790	230,5	Unificado espa.

DIMENSIONES DE LOS HIERROS REDONDOS

Diámetro en mm	Peso en kg/m	Perimetro π·D cm	Sección en cm2	Diámetro en mm.	Peso en kg/m	Perimetro π·D cm.	Sección en cm2
5	0,154	1,57	0,20	18	1,998	5,65	2,54
6	0,222	1,89	0,28	19	2,226	5,97	2,84
7	0,302	2,20	0,38	20	2,466	6,28	3,14
8	0,395	2,51	0,50	22	2,984	6,91	3,80
9	0,499	2,83	0,64	24	3,551	7,54	4,52
10	0,617	3,14	0,79	25	3,853	7,85	4,91
11	0,746	3,46	0,95	26	4,168	8,17	5,31
12	0,888	3,77	1,13	28	4,834	8,80	6,16
13	1,042	4,08	1,33	30	5,549	9,42	7,07
14	1,208	4,40	1,54	32	6,313	10,05	8,04
15	1,387	4,71	1,77	35	7,552	10,99	9,62
16	1,578	5,03	2,01	36	7,990	11,31	10,18
17	1,782	5,34	2,27	40	9,865	12,57	12,56

LONGITUDES DE LAMINADO DE DIFERENTES PERFILES

Para proyectar estructuras se puede contar con las longitudes siguientes en los perfiles:

I PN 8 a I PN 50	de 10 a 12 metros
U PN 8 a U PN 30	de 10 a 12 metros
⅃ 15·15·3 a ⅃ 40·40·6	de 4 a 6 metros
⅃ 50·50·5 a ⅃ 150·150·18	de 10 a 12 metros
⊥ 20·20·3 a ⊥ 50·50·6	de 4 a 6 metros
⊥ 60·60·7 a ⊥ 100·100·13	de 10 a 12 metros
I 14 - 14 a I 22 - 22	de 10 a 12 metros

2 VIGAS

TIPOS DE APOYOS DE LAS VIGAS

Las vigas pueden tener los cuatro tipos de apoyos siguientes (Fig. 40 a 43):

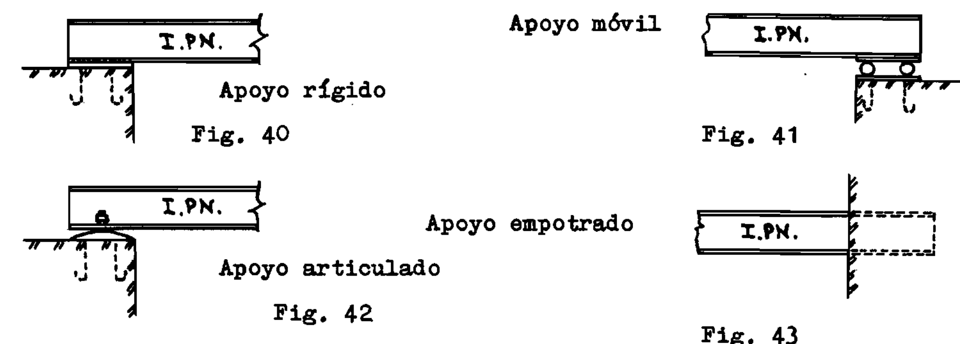


Fig. 40

Fig. 41

Fig. 42

Fig. 43

TIPOS DE VIGAS

a) Viga simplemente apoyada (estáticamente determinada).

Viga isostática

(Fig. 44).

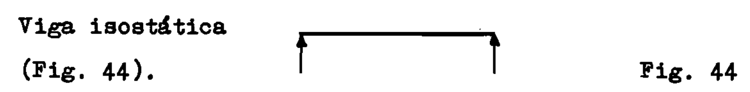


Fig. 44

b) Viga empotrada en un extremo y con el otro libre (estáticamente determinada). Viga isostática (fig. 45).



Fig.45

c) Viga empotrada en un extremo y simplemente apoyada en el otro - (estáticamente indeterminada). Viga hiperestática (Fig. 46).

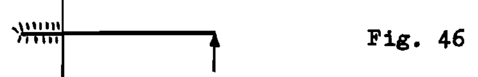


Fig. 46

d) Viga empotrada en un extremo, con el otro libre y apoyada simplemente entre el apoyo libre y el empotramiento (estáticamente indeterminada). Viga hiperestática (fig. 47).

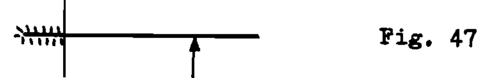


Fig. 47

e) Viga con los dos extremos libres y simplemente apoyada entre - - ellos (estáticamente determinada). Viga isostátioa (fig. 48).



Fig. 48

f) Viga simplemente apoyada y con un extremo libre (estáticamente - determinada). Viga isostática. (Fig. 49).

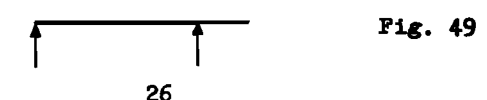


Fig. 49

g) Viga empotrada en sus dos extremos (estáticamente indeterminada) Viga hiperestática. (Fig. 50).

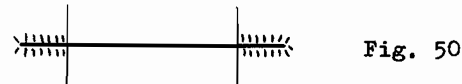


Fig. 50

h) Vigas articuladas o Gerber (estáticamente determinadas). Vigas - isostáticas. (Fig. 51)

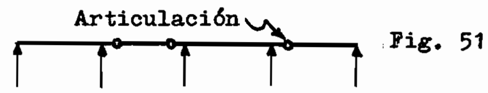


Fig. 51

i) Vigas continuas (estáticamente indeterminadas). Vigas hiperestáticas (Fig. 52).



Fig. 52

El grado que son estáticamente indeterminadas es igual al número de soportes interiores. La viga del ejemplo anterior es tres veces estáticamente indeterminada.

(Para obtener la fórmula de cálculo de las vigas estáticamente indeterminadas se tiene que proceder de diferente manera que con las estáticamente determinadas, porque tienen más de tres incógnitas).

PRINCIPALES CARGAS DE LAS VIGAS

a) Carga uniformemente repartida (Fig. 53). .



Fig. 53

b) Carga concentrada móvil o inmovil. (Figs. 54 y 55).

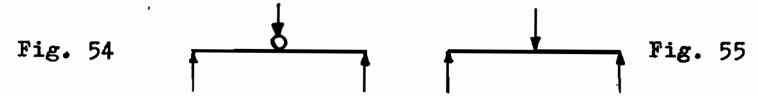


Fig. 54

Fig. 55

c) Carga uniformemente repartida, más carga concentrada (Fig. 56 y 57).

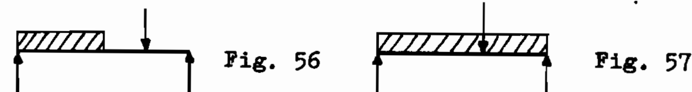


Fig. 56

Fig. 57

d) Cargas varias (Fig. 58 y 59).

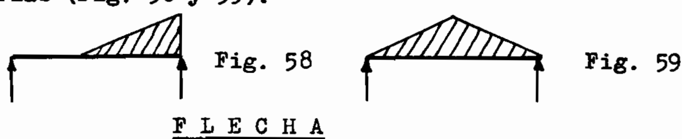


Fig. 58

Fig. 59

F L E C H A

Si una viga se carga con exceso se produce en ella una deformación plástica, que puede llegar hasta la rotura (deformación permanente aún quitándole la carga a la viga). Para evitar esto existen - unas fórmulas para cada caso, con las cuales se calculan las vigas.

En una viga que está calculada para soportar una carga determinada, al ponerle esta carga encima se produce en ella una deforma-

ción elástica (quiere decir que cuando se le quite la carga se le quitará la deformación).

La deformación elástica toma la forma de una curva y tiene el valor máximo, según sea la carga y los apoyos de la viga. A esta deformación se le llama FLECHA (Fig. 60).

Fig. 60

Para evitar que esta flecha sea excesiva, hay unas normas que dán la máxima admisible según el tipo de viga. Por lo tanto después de calcular el perfil de la viga, se comprobará si la flecha que dá ese perfil es admisible, y si no lo es se tomará otro mayor.

Las flechas máximas admisibles son las siguientes:

a) Vigas de edificios y correas de cubierta.

l= longitud en m.	Viga libre	Viga metida en el piso
> 5	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{200}$
> 7	$\frac{1}{500}$	$\frac{1}{300}$

siendo $l \leq 5$ metros no hace falta comprobar su flecha en vigas $\geq$ I PN 14. En los perfiles menores la flecha máxima será 1/200.

b) Vigas en voladizo. $\frac{1}{250}$ (flecha en el extremo volado).

c) Vigas para grúas puente y carrileras.

Grúas movidas electricamente $\frac{1}{1000}$

Grúas movidas a mano $\frac{1}{500}$

CALCULO ANALITICO DE VIGAS

a) Cálculo de una viga simplemente apoyada, con carga uniformemente repartida. Datos: l= 800 cm., Carga por cm. lineal q=5 kg. R_A= Reacción en el apoyo A. R_B= Reacción en el apoyo B. Mf= Momento flector Q= Esfuerzo cortante. R_x= Momento resistente. C= q·l = 5·800 = 4.000 Kg. T_{adm} = 1.200 kg/cm2.

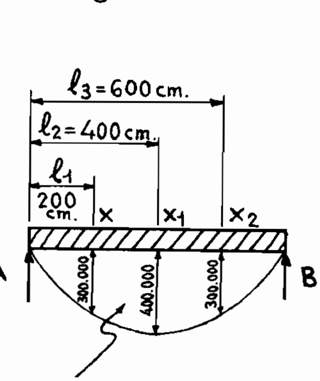
Reacciones Fig. 61

Fig. 61

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{5 \cdot 800}{2} = 2.000 \text{ kg}$$

Momentos flectores Fig. 62

Fig. 62



Representación gráfica del momento flector

$$Mf_A = 0$$

$$Mf_x = \frac{R_A \cdot 2 \cdot l_1}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_1}{l}\right) =$$

$$= \frac{2000 \cdot 2 \cdot 200}{2} \cdot \left(1 - \frac{200}{800}\right) = 300.000 \text{ kg.cm}$$

$$Mf_{x1} = \frac{R_A \cdot 2 \cdot l_2}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{l}\right) =$$

$$= \frac{2000 \cdot 2 \cdot 400}{2} \cdot \left(1 - \frac{400}{800}\right) = 400.000 \text{ kg.cm.}$$

$$Mf_{x2} = \frac{R_A \cdot 2 \cdot l_3}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_3}{l}\right) =$$

$$= \frac{2000 \cdot 2 \cdot 600}{2} \cdot \left(1 - \frac{600}{800}\right) = 300.000 \text{ Kg.cm.}$$

$$Mf_B = 0 \qquad Mf_{max} = \frac{C \cdot l}{8}$$

Esfuerzos cortantes Fig. 63

Representación gráfica del esfuerzo cortante.

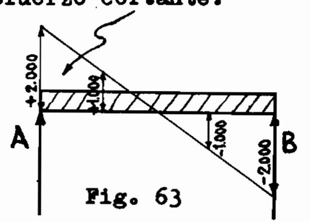


Fig. 63

$$Q_A = R_A = +2.000 \text{ Kg.}$$

$$Q_x = R_A - q \cdot l_1 = 2.000 - 5 \cdot 200 = +1.000 \text{ Kg}$$

$$Q_{x1} = R_A - q \cdot l_2 = 2.000 - 5 \cdot 400 = 0$$

$$Q_{x2} = R_A - q \cdot l_3 = 2000 - 5 \cdot 600 = -1.000 \text{ Kg.}$$

$$Q_B = R_A - q \cdot l = 2000 - 5 \cdot 800 = -2.000 \text{ Kg.}$$

Momento resistente necesario del perfil para resistir la carga de la viga.

$$R_x = \frac{\text{Momento flector}}{\text{Tensión del trabajo}} = \frac{400.000}{1.200} = 333{,}3 \text{ cm3.}$$

Si miramos en las tablas veremos que la que más se aproxima por exceso es la I.PN. 24, que tiene de momento resistente 354 cm3. Ahora se tendrá que comprobar si con este perfil se consigue la flecha admisible. La fórmula para hallar la flecha es la siguiente:

$$\text{Flecha máxima} = \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 4000 \cdot 800^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 4250} = 2{,}9 \text{ cm.}$$

La flecha máxima admisible según las fórmulas anteriores es:

$$f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{800}{500} = 1{,}6 \text{ cm.}$$

Luego la flecha que dá la I. PN. 24 no es admisible y se tendrá que probar con el perfil siguiente I.PN. 30.

$$\text{Flecha máxima} = \frac{5\cdot C\cdot l^3}{384\cdot E\cdot I} = \frac{5\cdot 4000\cdot 800^3}{384\cdot 2100000\cdot 9800} = 1{,}3 \text{ cm.}$$

la flecha es admisible y, por lo tanto, vale la I.PN. 30.

Ahora falta el cálculo a la tensión cortante, que se hará de la siguiente forma:

$$\text{Tensión cortante} = \frac{Q}{S} = \frac{2000}{69{,}1} = 28 \text{ Kg/cm2} < 960 \text{ luego vale también}$$

<u>N O T A</u>: En el ejemplo anterior, a la carga "q" por centimetro lineal se le ha dado un aumento para el peso del perfil, ya que de no hacerlo así habría que rehacer nuevamente los cálculos con dicho aumento.

b). Cálculo de una viga simplemente apoyada, con carga concentrada en el centro de la viga. Datos; l = 600 cm. Carga concentrada P = 1.000 - Kg. R_A= Reacción en el apoyo A. R_B= Reacción en el apoyo B. Mf= Momento flector. Q = Esfuerzo cortante. R_x= Momento resistente. T_{adm}= 1.200 Kg/cm2.

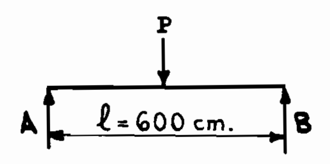


Fig. 64

Reacciones Fig. 64

$$R_A = R_B = \frac{P}{2} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ Kg.}$$

Momentos flectores Fig. 65

Fig. 65

Representación gráfica del momento flector.

$$Mf_A = 0$$

$$Mf_p = R_A\cdot\frac{l}{2} = 500\cdot 300 = \frac{Pl}{4} =$$

$$= \frac{1000\cdot 600}{4} = 150.000 \text{ Kg.cm.}$$

$$Mf_B = 0$$

Esfuerzos cortantes Fig. 66

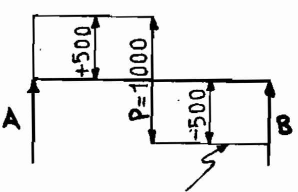


Fig. 66 Representación gráfica del esfuerzo cortante.

$Q_A = R_A = +500$ Kg.

$Q_p = R_A - P = 500 - 1000 = -500$ Kg

$Q_B = R_B = -500$ Kg.

(Q_p = al lado derecho de P)

Momento resistente necesario del perfil para resistir la carga concentrada P.

$$R_x = \frac{\text{Momento flector}}{\text{Tensión de trabajo}} = \frac{150.000}{1.200} = 125 \text{ cm3.}$$

Si miramos en las tablas veremos que la más aproximada por exceso es la I.PN. 18, que tiene de momento resistente 161 cm3. Ahora se tendrá que comprobar si con éste perfil se consigue la flecha admisible La fórmula para hallar la flecha es la siguiente:

$$\text{Flecha máxima} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{1000 \cdot 600^3}{48 \cdot 2100000 \cdot 1450} = 1{,}4 \text{ cm.}$$

La flecha máxima admisible según las fórmulas anteriores es:

$$f_{max} = \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la flecha es admisible y vale la I.PN. 18. Ahora se tendrá que hallar el momento resistente necesario, para soportar la carga uniformemente repartida del peso propio de la viga, y, sumarselo al de la carga concentrada. Peso por metro de la I.PN. 18 = 21,9 Kg.

$$C = 6 \cdot 21{,}9 = 131{,}4 \text{ Kg.} \qquad Mf = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{132 \cdot 600}{8} = 9.900 \text{ Kg.cm.}$$

$$R_x = \frac{9.900}{1.200} = 8{,}2 \text{ cm3.}; \qquad 125 + 8{,}2 = 133{,}2 \text{ cm3.}$$

Como la I.PN. 18 tiene un momento resistente de 161 cm3. vale. Ahora habrá que comprobar la flecha con el aumento del peso del perfil.

$$\text{Flecha máxima} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} + \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{1.000 \cdot 600^3}{48 \cdot 2100000 \cdot 1450} + \frac{5 \cdot 132 \cdot 600^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 1450} = 1{,}5 \text{ cm.}$$ luego vale también

$$\text{Tensión cortante} = \frac{Q}{S} = \frac{500}{27{,}9} = 17 \text{ Kg/cm2} < 960$$ luego es admisible.

c). Cálculo de una viga simplemente apoyada, con dos cargas concentradas. Datos; $l = 600$ cm. $P_2 = 1100$ Kg. $P_1 = 600$ Kg. $T_{adm} = 1200$ Kg/cm2.

<u>Ecuación de equilibrio Fig. 67</u>

$$R_A \cdot l - P_1 \cdot (l_2 + l_3) - P_2 \cdot l_3 = 0$$

$$R_A = \frac{P_1 \cdot (l_2 + l_3) + P_2 \cdot l_3}{l} = \frac{600 \cdot 350 + 1100 \cdot 150}{600} = 625 \text{ Kg.}$$

$$R_B = P_1 + P_2 - R_A = 600 + 1100 - 625 = 1.075 \text{ Kg.}$$

Fig. 67

Momentos flectores Fig. 68

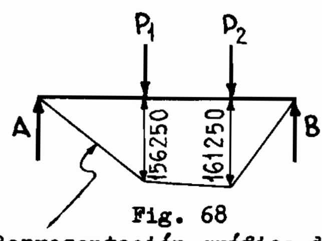


Fig. 68
Representación gráfica del momento flector.

$Mf_A = 0$

$Mf_{p1} = R_A \cdot l_1 = 625 \cdot 250 = 156250$ Kg.cm.

$Mf_{p2} = R_A \cdot (l_1 + l_2) - P_1 \cdot l_2 = 625 \cdot 450 -$

$- 600 \cdot 200 = 161.250$ Kg.cm.

$Mf_B = 0$

Esfuerzos cortantes Fig. 69

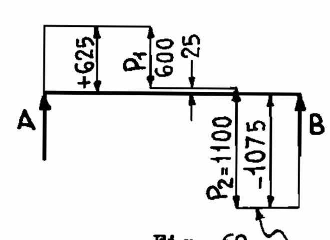


Fig. 69
Representación gráfica del esfuerzo cortante.

$Q_A = R_A = +625$ Kg.

$Q_{p1} = R_A - P_1 = 625 - 600 = +25$ Kg.

$Q_{p2} = R_A - P_1 - P_2 = 625 - 600 - 1100 =$

$= - 1075$ Kg.

$Q_B = R_B = - 1.075$ Kg.

(Q_{px} = al lado derecho de P_x)

Momento resistente necesario del perfil para resistir las dos cargas concentradas.

$$R_x = \frac{Mf_{max}}{T_f} = \frac{161.250}{1.200} = 134,5 \text{ cm3.}$$

Si miramos en las tablas veremos que la más aproximada por exceso es la I.PN. 18, que tiene de momento resistente 161 cm3. Ahora se tendrá que comprobar si con éste perfil se consigue la flecha admisible. La fórmula para hallar la flecha con aproximación es la siguiente:

$$f_{max} = \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{E \cdot I \cdot 3 \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{E \cdot I \cdot 3 \cdot l} =$$

$$\frac{600 \cdot 250^2 \cdot 350^2}{2100000 \cdot 1450 \cdot 3 \cdot 600} + \frac{1100 \cdot 450^2 \cdot 150^2}{2100000 \cdot 1450 \cdot 3 \cdot 600} = 1,76 \text{ cm.}$$

La flecha máxima según las fórmulas anteriores es:

$$f_{max} = \frac{1}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la flecha es admisible y vale la I.PN. 18. Ahora se tendrá que calcular el momento resistente necesario para soportar la carga uniformemente repartida del peso propio de la viga, y sumarselo al de la carga concentrada. Peso por metro de la I.PN. 18 = 21,9 Kg.

$C = 6 \cdot 21{,}9 = 131{,}4$ Kg. $\qquad Mf = \dfrac{C \cdot 1}{8} = \dfrac{132 \cdot 600}{8} = 9.900$ Kg.cm.

$R_x = \dfrac{9.900}{1.200} = 8{,}2$ cm3. ; $134{,}5 + 8{,}2 = 142{,}7$ cm3.

Como la I.PN. 18 tiene un momento resistente de 161 cm3. vale. Ahora habrá que comprobar la flecha con el aumento del peso del perfil.

$$f_{max} = 1{,}76 + \frac{5 \cdot C \cdot 1^3}{384 \cdot E \cdot I} = 1{,}88 \text{ luego vale también}$$

Tensión cortante $= \dfrac{Q}{S} = \dfrac{1.075}{27{,}9} = 38$ Kg/cm2 < 960 luego es admisible.

d). Cálculo de una viga simplemente apoyada, con carga uniformemente - repartida y carga concentrada (Fig. 70).

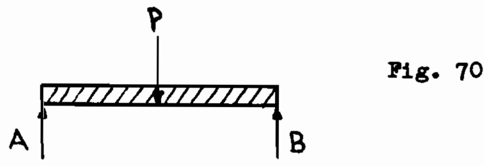


Fig. 70

Este ejemplo es como los ya explicados en los apartados a y b, solamente que ahora van unidos. Para su solución se procederá de la siguiente manera:

1º.- Hallar los momentos flectores de la carga concentrada y uniformemente repartida, y sumarlos.

2º.- Hallar el momento resistente necesario del perfil.

3º.- Buscar en las tablas el perfil con un momento resistente igual o mayor.

4º.- Hallar las flechas de la carga concentrada y uniformemente repartida, y sumarlas.

5º.- Hallar la flecha máxima admisible según su luz, y comprobar si vale el perfil.

6º.- Hallar la flecha del peso propio de la viga y sumarselo a las - - otras dos, comprobando si vale definitivamente el perfil.

7º.- Si no vale, aumentar al siguiente perfil y comprobar nuevamente - los mismos cálculos.

8º.- Hallar la tensión cortante y ver si es admisible.

e). Cálculo de una viga simplemente apoyada con dos cargas concentradas móviles, y separadas entre sí 1 metro. Datos; $l = 500$ cm. $P_1 = 1.000$ - Kg. $P_2 = 500$ Kg. Fig. 71.

P_1 P_2
100 cm.
$\ell = 500$ cm.
A B

Fig. 71

Para el cálculo de la viga se procederá como en el apartado C. De todas formas, para mayor claridad se representarán a continuación, gráficamente, los momentos flectores y esfuerzos cortantes, actuando las cargas en tres sitios diferentes (Fig. 72 a 74).

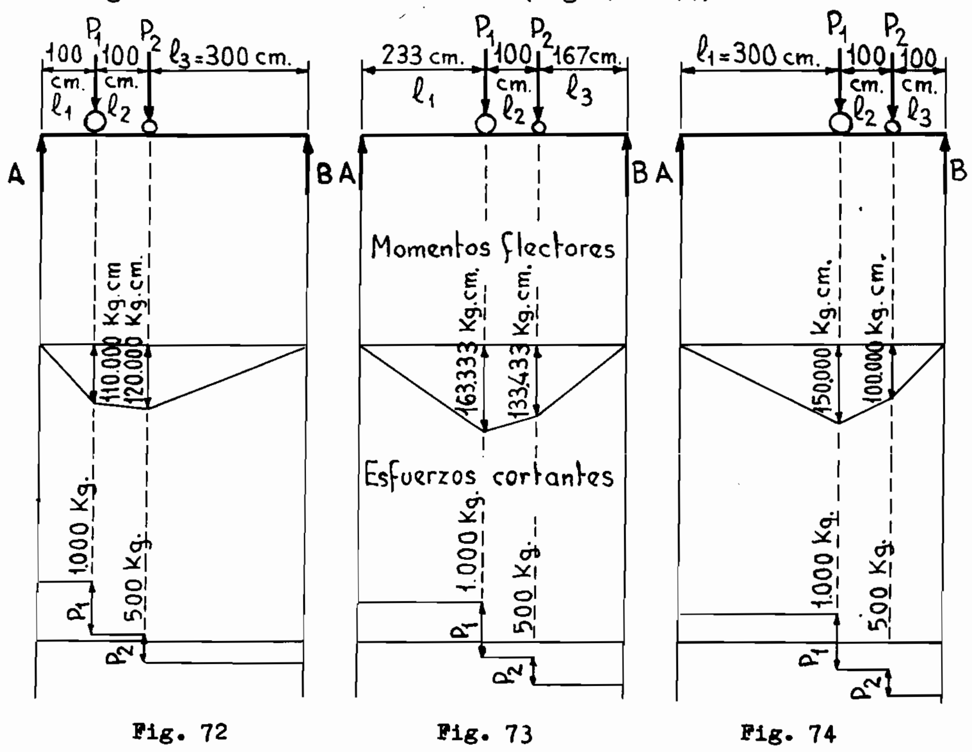


Fig. 72 Fig. 73 Fig. 74

El caso de carga del centro tiene el máximo momento flector, para que ésto suceda se deberá cumplir la siguiente condición:

$$l_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{P_2 \cdot l_2}{P_1 + P_2}\right)$$

La máxima reacción de apoyo, será cuando la carga P_1 esté sobre el apoyo A.

TABLAS

A continuación vienen las tablas de los principales tipos de vigas con sus correspondientes cargas, que se pueden muy bien interpretar con los conocimientos adquiridos hasta aquí.

En el caso de que se tengan sobre la viga, carga uniformemente repartida y concentrada, se sumarán los momentos, esfuerzos, reacciones y flechas en sus puntos respectivos como se ha hecho anteriormente (C = Kg., l = cm., q = Kg/cm., Q_{px} = al lado derecho o izquierdo de P_x).

Las vigas Gerber no se han incluido, pués debido a su flecha salen los perfiles mayores que las vigas continuas.

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
A, B, P_1, P_2, l_1, l_2, l_3, l, f	$Mf_{P_1} = R_A \cdot l_1$ $Mf_{P_2} = R_A \cdot (l_1 + l_2) - P_1 \cdot l_2$	+ / − $Q_A = R_A$ $Q_{P_1} = R_A - P_1$ $Q_{P_2} = R_A - P_1 - P_2$ $Q_B = R_A - P_1 - P_2$	$A = \frac{P_1 \cdot (l_2 + l_3) + P_2 \cdot l_3}{l}$ $B = P_1 + P_2 - A$	$f = \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l}$ *
A, B, P, l_1, l_2, l, f	$Mf_{max} = \frac{P \cdot l_1 \cdot l_2}{l}$	+ / − $Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = \frac{P \cdot l_2}{l}$; $B = \frac{P \cdot l_1}{l}$	$f = \frac{P \cdot l_2}{27 \cdot E \cdot I \cdot l} \cdot \sqrt{3 \cdot (l^2 - l_2^2)^3}$ cuando $l_1 > l_2$ $f = \frac{P \cdot l_1}{27 \cdot E \cdot I \cdot l} \cdot \sqrt{3 \cdot (l^2 - l_1^2)^3}$ cuando $l_1 < l_2$
A, B, P, $l/2$, $l/2$, l, f	$Mf_{max} = \frac{P \cdot l}{4}$	+ / − $Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = B = \frac{P}{2}$	$f = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I}$
A, B, C, l, f	$Mf_{max} = \frac{C \cdot l}{8}$	+ / − $Q_A = R_A$ $Q_{\frac{l}{2}} = 0$ $Q_B = R_B$	$A = B = \frac{C}{2}$	$f = \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I}$

Con aproximación *

Tipo de carga	Momentos flectores	Esfuerzos cortantes	Reac. apoyos	Flecha máxima
	$Mf_{max} = \frac{3 \cdot P \cdot l}{5}$ Con ≥ 5 cargas se calculará como carga uniformemente repartida.	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_P = R_A - P - P$ $Q_P = R_A - P - P - P$ $Q_P = R_A - P - P - P - P$ $Q_B = R_A - P - P - P - P$	$A = B = 2 \cdot P$	$f = \frac{63 \cdot P \cdot l^3}{1000 \cdot E \cdot I}$
	$Mf_{max} = \frac{P \cdot l}{2}$	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_P = R_A - P - P$ $Q_P = R_A - P - P - P$ $Q_B = R_A - P - P - P$	$A = B = \frac{3 \cdot P}{2}$	$f = \frac{19 \cdot P \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I}$
	$Mf_{P_1} = R_A \cdot l_1$ $Mf_{P_2} = R_A \cdot (l - l_3) - P_1 \cdot (l_2 - l_3)$ $Mf_{P_3} = R_A \cdot (l - l_4) - P_1 \cdot (l_2 - l_4) - P_2 \cdot (l_3 - l_4)$	$Q_A = R_A$ $Q_{P_1} = R_A - P_1$ $Q_{P_2} = R_A - P_1 - P_2$ $Q_{P_3} = R_A - P_1 - P_2 - P_3$ $Q_B = R_A - P_1 - P_2 - P_3$	$A = \frac{P_1 \cdot l_2 + P_2 \cdot l_3 + P_3 \cdot l_4}{l}$ $B = P_1 + P_2 + P_3 - A$	$f = \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot l_2^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l - l_3)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_3 \cdot (l - l_4)^2 \cdot l_4^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l}$ *
	$Mf_{max} = \frac{P \cdot l}{3}$	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_P = R_A - P - P$ $Q_B = R_A - P - P$	$A = B = P$	$f = \frac{23 \cdot P \cdot l^3}{648 \cdot E \cdot I}$

* Con aproximación

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
P, A, l, $l/5$	$Mf_{max} = P \cdot l$	$Q_A = P$ $Q_P = P$	$A = P$	$f = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$
C, A, O, l, $l/5$	$Mf_{max} = \frac{C \cdot l}{2}$	$Q_A = C$ $Q_o = 0$	$A = C$	$f = \frac{C \cdot l^3}{8 \cdot E \cdot I}$
$P_1 > P_2$, A, B, l_1, l_2, l_3, l	$Mf_{max} = (P_1 + P_2) \cdot \frac{l_1^2}{l}$ siendo $l_1 = \frac{l}{2} \cdot (l - \frac{P_2 \cdot l_2}{P_1 + P_2})$	$Q_A = R_A$ $Q_{P_1} = R_A - P_1$ $Q_{P_2} = R_A - P_1 - P_2$ $Q_B = R_A - P_1 - P_2$	A max. cuando P_1 está sobre A $A = P_1 + P_2 \cdot (\frac{l - l_2}{l})$	$f = \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l}$ *
P, P, A, B, l_1, l_2, l_3, l	$l_2 < 0{,}586 \cdot l$ $Mf_{max} = \frac{P}{2 \cdot l} \cdot (l - \frac{l_2}{2})^2$ siendo $l_1 = \frac{l}{2} \cdot (l - \frac{l_2}{2})$	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_P = R_A - P - P$ $Q_B = R_A - P - P$	A max. cuando P está sobre A $A = \frac{2 \cdot P}{l} \cdot (l - \frac{l_2}{2})$	$f = \frac{P \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l}$ *

*Con aproximación

Tipo de carga	Momentos flectores	Esfuerzos cortantes	Reac. apoyos	Flecha máxima
A, B; P P P P; $\ell/5$ $\ell/5$ $\ell/5$ $\ell/5$ $\ell/5$; ℓ	$Mf_{max} = \frac{3 \cdot P \cdot 1}{5}$ Con ≥ 5 cargas se calculará como carga uniformemente repartida.	+ / − $Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_P = R_A - P - P$ $Q_P = R_A - P - P - P$ $Q_P = R_A - P - P - P - P$ $Q_B = R_A - P - P - P - P$	$A = B = 2 \cdot P$	$f = \frac{63 \cdot P \cdot 1^3}{1000 \cdot E \cdot I}$
A, B; P P P; $\ell/4$ $\ell/4$ $\ell/4$ $\ell/4$; ℓ	$Mf_{max} = \frac{P \cdot 1}{2}$	+ / − $Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_P = R_A - P - P$ $Q_P = R_A - P - P - P$ $Q_B = R_A - P - P - P$	$A = B = \frac{3 \cdot P}{2}$	$f = \frac{19 \cdot P \cdot 1^3}{384 \cdot E \cdot I}$
A, B; P_1 P_2 P_3; ℓ_1 ℓ_2 ℓ_3 ℓ_4; ℓ	$Mf_{P1} = R_A \cdot 1_1$ $Mf_{P_2} = R_A \cdot (1-1_3) - P_1 \cdot (1_2 - 1_3)$ $Mf_{P3} = R_A \cdot (1-1_4) - P_1 \cdot (1_2 - 1_4) - P_2 \cdot (1_3 - 1_4)$	+ / − $Q_A = R_A$ $Q_{P_1} = R_A - P_1$ $Q_{P2} = R_A - P_1 - P_2$ $Q_{P3} = R_A - P_1 - P_2 - P_3$ $Q_B = R_A - P_1 - P_2 - P_3$	$A = \frac{P_1 \cdot 1_2 + P_2 \cdot 1_3 + P_3 \cdot 1_4}{1}$ $B = P_1 + P_2 + P_3 - A$	$f = \frac{P_1 \cdot 1_1^2 \cdot 1_2^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot 1} + \frac{P_2 \cdot (1-1_3)^2 \cdot 1_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot 1} + \frac{P_3 \cdot (1-1_4)^2 \cdot 1_4^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot 1}$ *
A, B; P P; $\ell/3$ $\ell/3$ $\ell/3$; ℓ	$Mf_{max} = \frac{P \cdot 1}{3}$	+ / − $Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_P = R_A - P - P$ $Q_B = R_A - P - P$	$A = B = P$	$f = \frac{23 \cdot P \cdot 1^3}{648 \cdot E \cdot I}$

* Con aproximación

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	$Mf_{max} = P \cdot l$	$Q_A = P$ $Q_P = P$	$A = P$	$f = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$
	$Mf_{max} = \frac{C \cdot l}{2}$	$Q_A = C$ $Q_o = 0$	$A = C$	$f = \frac{C \cdot l^3}{8 \cdot E \cdot I}$
$P_1 > P_2$	$Mf_{max} = (P_1 + P_2) \cdot \frac{l_1^2}{l}$ siendo $l_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 - \frac{P_2 \cdot l_2}{P_1 + P_2})$	$Q_A = R_A$ $Q_{P1} = R_A - P_1$ $Q_{P2} = R_A - P_1 - P_2$ $Q_B = R_A - P_1 - P_2$	A max. cuando P_1 está sobre A $A = P_1 + P_2 \cdot (\frac{l - l_2}{l})$	$f = \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l}$ *
	$l_2 < 0{,}586 \cdot l$ $Mf_{max} = \frac{P}{2 \cdot l} \cdot (l - \frac{l_2}{2})^2$ siendo $l_1 = \frac{1}{2} \cdot (l - \frac{l_2}{2})$	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_P = R_A - P - P$ $Q_B = R_A - P - P$	A max. cuando P está sobre A $A = \frac{2 \cdot P}{l} \cdot (l - \frac{l_2}{2})$	$f = \frac{P \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l}$ *

*Con aproximación

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	$Mf_A = -\frac{3 \cdot P \cdot l}{16}$ $Mf_P = \frac{5 \cdot P \cdot l}{32}$	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = \frac{11 \cdot P}{16}$; $B = \frac{5 \cdot P}{16}$	$f = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot \sqrt{5} \cdot E \cdot I}$
	$Mf_A = -\frac{P \cdot l_2 \cdot (l^2 - l_2^2)}{2 \cdot l^2}$ $Mf_P = \frac{P \cdot l_2}{2} \cdot \left(2 - \frac{3 \cdot l_2}{l} + \frac{l_2^3}{l^3}\right)$	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = \frac{P \cdot l_1^2}{2 \cdot l^3} \cdot (l_2 + 2 \cdot l)$ $B = P - A$	Con $l_2 \leq 0{,}414 \cdot l$ $f = \frac{P \cdot l_2 \cdot l_1^2}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \sqrt{\frac{l_2}{l_2 + 2 \cdot l}}$ Con l_2 mayor $f = \frac{P \cdot l_2}{3 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{(l^2 - l_2^2)^3}{(3 \cdot l^2 - l_2^2)^2}$
	$Mf_A = -\frac{C \cdot l}{8}$ $Mf_f = \frac{9 \cdot C \cdot l}{128}$	$Q_A = R_A$ $Q_B = R_B$	$A = \frac{C \cdot 5}{8}$; $B = \frac{C \cdot 3}{8}$	$f = \frac{C \cdot l^3}{185 \cdot E \cdot I}$
	$Mf_A = P_2 \cdot l + P_1 \cdot l_1$ $Mf_{P_1} = P_2 \cdot l_2$	$Q_A = P_1 + P_2$ $Q_{P_1} = P_2$	$A = P_1 + P_2$	$f = \frac{P_2 \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{P_1 \cdot l_1^3}{3 \cdot E \cdot I}$ *

Con aproximación *

Tipo de carga.	Momentos flectores	Esfuerzos cortantes	Reac. apoyos	Flecha máxima.
P, P, A, B, l_1, l, l_1, f, f_1	$Mf_{max} = P \cdot l_1$	$Q_A = R_A$ $Q_B = R_B$	$A = B = P$	$f = \frac{P \cdot l^2 \cdot l_1}{8 \cdot E \cdot I}$ $f_1 = \frac{P}{E \cdot I} \cdot (\frac{l_1^3}{3} + \frac{l_1^2 \cdot l}{2})$
C, A, B, l_2, l_1, l, l_1, f	$Mf_A = -\frac{C \cdot l_1^2}{2 \cdot l_2} = Mf_B$ $Mf_c = \frac{C \cdot l_2}{4} \cdot (-\frac{1}{2} + \frac{2 \cdot l_1}{l_2})$	R_A, R_B, $q \cdot l_1$, $q \cdot l_1$ $Q_{A\,der} = R_A - q \cdot l_1$ $Q_{B\,izq} = R_B - q \cdot l_1$	$A = B = \frac{C}{2}$	$f = \frac{C \cdot l_2^3}{24 \cdot E \cdot I} \cdot \left(\frac{5}{16} - \frac{5 \cdot l_1}{2 \cdot l_2} + 6 \cdot (\frac{l_1}{l_2})^2 - 4 \cdot (\frac{l_1}{l_2})^3 - (\frac{l_1}{l_2})^4 \right)$
P, A, B, l, l_1, f, f_1	$Mf_A = 0{,}5 \cdot P \cdot l_1$ $Mf_B = -P \cdot l_1$	$Q_A = R_A$ $Q_{Bder} = P$	$A = -1{,}5 \cdot \frac{P \cdot l_1}{l}$ $B = 0{,}5 \cdot \frac{P}{l} \cdot (2 \cdot l + 3 \cdot l_1)$	$f = \frac{P \cdot l_1 \cdot l^2}{27 \cdot E \cdot I}$ $f_1 = \frac{P \cdot l_1^2}{12 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot l + 4 \cdot l_1)$
C, A, B, l, l_1, f, f_1	$Mf_A = -\frac{C \cdot (l_1 + l)}{2} + R_B \cdot l$ $Mf_f = \frac{C \cdot l^2}{128 \cdot (l_1 + l)} \cdot (36 \cdot \frac{l_1^4}{l^4} - 28 \cdot \frac{l_1^2}{l^2} + 9)$ $Mf_B = -\frac{C \cdot l_1^2}{2 \cdot (l_1 + l)}$	R_B, $q \cdot l_1$ $Q_A = R_A$ $Q_{Bizq} = R_B - q \cdot l_1$	$A = C - B$ $B = \frac{C}{8 \cdot l \cdot (l_1 + l)} \cdot (6 \cdot l_1^2 + 8 \cdot l_1 \cdot l + 3 \cdot l^2)$	Con $l_1 = 0{,}1 \cdot l$ $K_1 = 2{,}26$ $K_2 = 0{,}84$ Con $l_1 = 0{,}2 \cdot l$ $K_1 = 1{,}87$ $K_2 = 1{,}17$ Con $l_1 = 0{,}3 \cdot l$ $K_1 = 1{,}41$ $K_2 = 0{,}68$ $f = K_1 \cdot \frac{\frac{C}{1000} \cdot (\frac{l}{100})^3}{I}$ $f_1 = K_2 \cdot \frac{\frac{C}{1000} \cdot (\frac{l}{100})^3}{I}$

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	$Mf_A = -\frac{P \cdot l}{8} = Mf_B$ $Mf_P = \frac{P \cdot l}{8}$	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = B = \frac{P}{2}$	$f = \frac{P \cdot l^3}{192 \cdot E \cdot I}$
	$Mf_A = -\frac{C \cdot l}{12} = Mf_B$ $Mf_o = \frac{C \cdot l}{24}$	$Q_A = R_A$ $Q_o = 0$ $Q_B = -R_B$	$A = B = \frac{C}{2}$	$f = \frac{C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I}$
	$Mf_B = P \cdot l_1$	$Q_A = R_A$ $Q_{B\,der} = P$	$A = -\frac{P \cdot l_1}{l}$ $B = \frac{P}{l} \cdot (l + l_1)$	$f = \frac{P \cdot l^2 \cdot l_1}{9 \cdot E \cdot I \sqrt{3}}$ $f_1 = \frac{P \cdot l_1^2}{3 \cdot E \cdot I} \cdot (l + l_1)$
	$Mf_f = \frac{C}{8 \cdot l^2} \cdot (l + l_1) \cdot (l - l_1)^2$ $Mf_B = -\frac{C \cdot l_1^2}{2 \cdot (l + l_1)}$	$Q_A = R_A$ $Q_{Bizq} = R_B - q \cdot l_1$	$A = \frac{C}{2} \cdot (1 - \frac{l_1}{l})$ $B = \frac{C}{2} \cdot (1 + \frac{l_1}{l})$	$l_1 = 0,1 \cdot l$ $K = 550$ $l_1 = 0,2 \cdot l$ $K = 467$ $l_1 = 0,3 \cdot l$ $K = 374$ $f = \frac{\frac{C}{1000} \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^3}{I} \cdot K$ $f_1 = \frac{C \cdot l_1 \cdot (3 \cdot l_1^3 + 4 \cdot l_1^2 \cdot l - l^3)}{24 \cdot (l + l_1) \cdot E \cdot I}$

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	$Mf_A = -\frac{P \cdot l_1 \cdot l_2^2}{l^2}$ $Mf_P = \frac{2 \cdot P \cdot l_1^2 \cdot l_2^2}{l^3}$ $Mf_B = \frac{P \cdot l_2 \cdot l_1^2}{l^2}$	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = \frac{P \cdot l_2^2}{l^3} \cdot (1 + 2 \cdot l_1)$ $B = \frac{P \cdot l_1^2}{l^3} \cdot (1 + 2 \cdot l_2)$	$f = \frac{2 \cdot P \cdot l_1^3 \cdot l_2^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot (3 \cdot l - 2 \cdot l_2)^2}$
	$Mf_a = 0{,}0703 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_B = 0{,}1250 \cdot q \cdot l^2$ $l_1 = 0{,}75 \cdot l$	$Q_A = R_A$ $Q_{B\ izq} = \frac{R_B}{2}$ $Q_C = R_C$	$A = C = 0{,}3750 \cdot q \cdot l$ $B = 1{,}250 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 2{,}48 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$
	$Mf_a = 0{,}08 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_b = 0{,}025 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_B = Mf_C = 0{,}1 \cdot q \cdot l^2$ $l_1 = 0{,}8 \cdot l$ $l_2 = 0{,}276 \cdot l$	$Q_A = R_A$ $Q_{B\ izq} = R_B - q \cdot \frac{l}{2}$ $Q_{c\ der} = R_C - q \cdot \frac{l}{2}$ $Q_D = R_D$	$A = D = 0{,}4 \cdot q \cdot l$ $B = C = 1{,}1 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3{,}22 \cdot \frac{(q/10) \cdot (l/100)^4}{I}$ $f_2 = 0{,}248 \cdot \frac{(q/10) \cdot (l/100)^4}{I}$

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
A, B, C, D, E; ℓ, ℓ, ℓ, ℓ; f_1, f_2, f_2, f_1	$Mf_a = 0{,}0772 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_b = 0{,}0364 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_B = Mf_D = 0{,}1071 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_C = 0{,}0714 \cdot q \cdot l^2$ $l_1 = 0{,}786 \cdot l$ $l_2 = 0{,}2659 \cdot l$ $l_3 = 0{,}1945 \cdot l$	$0{,}5357 \cdot q \cdot \ell$ $\frac{R_C}{2}$ $0{,}5357 \cdot q \cdot \ell$ $Q_A = R_A$ $Q_B izq = R_B - 0{,}5357 \cdot q \cdot l$ $Q_C izq = R_C/2$ $Q_D der = R_D - 0{,}5357 \cdot q \cdot l$ $Q_E = R_E$	$A = E = 0{,}3929 \cdot q \cdot l$ $B = D = 1{,}1428 \cdot q \cdot l$ $C = 0{,}9286 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3{,}01 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$ $f_2 = 0{,}885 \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$
A, B, C, D, E, F; ℓ, ℓ, ℓ, ℓ, ℓ; f_1, f_2, f_2, f_2, f_1	$Mf_a = 0{,}0779 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_b = 0{,}0332 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_c = 0{,}0461 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_B = Mf_E = 0{,}1053 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_C = Mf_D = 0{,}0789 \cdot q \cdot l^2$ $l_1 = 0{,}7894 \cdot l$ $l_2 = 0{,}268 \cdot l$ $l_3 = 0{,}217 \cdot l$ $l_4 = 0{,}1964 \cdot l$	$q \cdot \frac{\ell}{2}$ $0{,}6053 \cdot q \cdot \ell$ $0{,}6053 \cdot q \cdot \ell$ $q \cdot \frac{\ell}{2}$ $Q_A = R_A$ $Q_B der = R_B - 0{,}6053 \cdot q \cdot l$ $Q_C izq = R_C - q \cdot \frac{l}{2}$ $Q_D der = R_D - q \cdot \frac{l}{2}$ $Q_E izq = R_E - 0{,}6053 \cdot q \cdot l$ $Q_F = R_F$	$A = F = 0{,}3947 \cdot q \cdot l$ $B = E = 1{,}1317 \cdot q \cdot l$ $C = D = 0{,}9736 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3{,}07 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$ $f_2 max = 1{,}50 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
A, B, C, D, E, F, G; l, l, l, l, l, l	l_1, l_2, l_3, l_4, l_5, l_5, l_4, l_3, l_2, l_1; a, b, c, c, b, a $Mf_a = 0,0777 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_b = 0,0340 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_c = 0,0433 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_B = Mf_F = 0,1058 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_C = Mf_E = 0,0769 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_D = 0,0865 \cdot q \cdot l^2$ $l_1 = 0,7884 \cdot l$ $l_2 = 0,2675 \cdot l$ $l_3 = 0,2101 \cdot l$ $l_4 = 0,1960 \cdot l$ $l_5 = 0,215 \cdot l$	$0,6058 \cdot q \cdot l$; $0,4712 \cdot q \cdot l$; $\frac{R_D}{2}$; $0,4712 \cdot q \cdot l$; $0,6058 \cdot q \cdot l$ $Q_A = R_A$ $Q_{Bder} = R_B - 0,6058 \cdot q \cdot l$ $Q_{c\,der} = R_c - 0,4712 \cdot q \cdot l$ $Q_{Dizq} = \frac{R_D}{2}$ $Q_{Eizq} = R_E - 0,4712 \cdot q \cdot l$ $Q_{Fizq} = R_F - 0,6058 \cdot q \cdot l$ $Q_G = R_G$	$A = G = 0,3942 \cdot q \cdot l$ $B = F = 1,1346 \cdot q \cdot l$ $C = E = 0,9616 \cdot q \cdot l$ $D = 1,0192 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3,05 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$ $f_{2\,max} = 1,34 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$

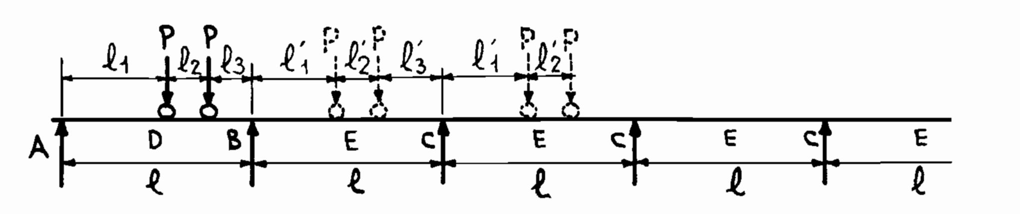
Tipo de carga	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	$Mf_a = 0{,}0778 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_b = 0{,}0338 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_o = 0{,}0440 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_d = 0{,}045 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_B = Mf_G = 0{,}1056 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_C = Mf_F = 0{,}0775 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_D = Mf_E = 0{,}0845 \cdot q \cdot l^2$ $l_1 = 0{,}7887 \cdot l$ $l_2 = 0{,}2680 \cdot l$ $l_3 = 0{,}2116 \cdot l$ $l_4 = 0{,}1962 \cdot l$ $l_5 = 0{,}2103 \cdot l$ $l_6 = 0{,}2153 \cdot l$	$0{,}6056 \cdot q \cdot \ell$ $0{,}4719 \cdot q \cdot \ell$ $q \cdot \frac{\ell}{2}$ $Q_A = R_A$ $Q_B der = R_B - 0{,}6056 \cdot q \cdot l$ $Q_C der = R_C - 0{,}4719 \cdot q \cdot l$ $Q_D izq = R_D - q \cdot \frac{1}{2}$ $Q_E der = R_E - q \cdot \frac{1}{2}$ $Q_H = R_H$ $Q_F izq = R_F - 0{,}4719 \cdot q \cdot l$ $Q_G izq = R_G - 0{,}6056 \cdot q \cdot l$	$A = H = 0{,}3944 \cdot q \cdot l$ $B = G = 1{,}1337 \cdot q \cdot l$ $C = F = 0{,}9649 \cdot q \cdot l$ $D = E = 1{,}0070 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3{,}05 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{1}{100})^4}{I}$ $f_{2\,max} = 1{,}34 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{1}{100})^4}{I}$ *

Con aproximación *

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	$Mf_a = 0{,}0777 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_b = 0{,}0339 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_c = 0{,}0438 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_d = 0{,}0412 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_B = Mf_H = 0{,}1057 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_C = Mf_G = 0{,}0773 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_D = Mf_F = 0{,}0850 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_E = 0{,}0825 \cdot q \cdot l^2$ $l_1 = 0{,}7887 \cdot l$ $l_2 = 0{,}2680 \cdot l$ $l_3 = 0{,}2110 \cdot l$ $l_4 = 0{,}1960 \cdot l$ $l_5 = 0{,}2120 \cdot l$ $l_6 = 0{,}2150 \cdot l$ $l_7 = 0{,}2100 \cdot l$	$Q_A = R_A$ $Q_B der = R_B - 0{,}6057 \cdot q \cdot l$ $Q_C der = R_C - 0{,}4717 \cdot q \cdot l$ $Q_D izq = R_D - 0{,}5026 \cdot q \cdot l$ $Q_E izq = \frac{R_E}{2}$ $Q_F der = R_F - 0{,}5026 \cdot q \cdot l$ $Q_G izq = R_G - 0{,}4717 \cdot q \cdot l$ $Q_H izq = R_H - 0{,}6057 \cdot q \cdot l$	$A = I = 0{,}3943 \cdot q \cdot l$ $B = H = 1{,}1340 \cdot q \cdot l$ $C = G = 0{,}9640 \cdot q \cdot l$ $D = F = 1{,}0103 \cdot q \cdot l$ $E = 0{,}9948 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3{,}05 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$ $f_{2\,max} = 1{,}34 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$ *

Con aproximación *

Viga simplemente apoyada de más de tres vanos con dos cargas concentradas iguales y móviles (valores máximos)



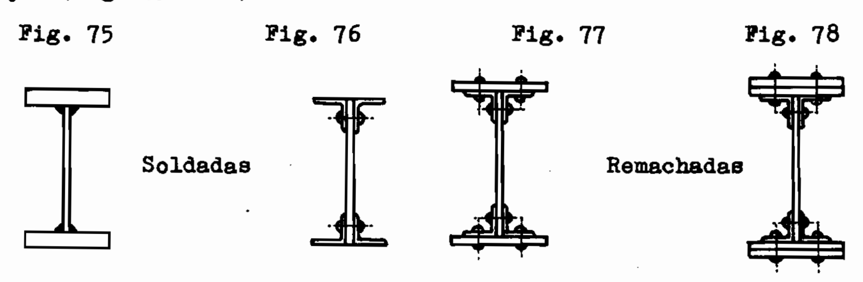
$\frac{l_2}{l}$	Mf_B		Mf_C		Mf_D		Mf_E		Reacciones en los apoyos	
	l_1	Mf_B	l'_1	Mf_C	l_1	Mf_D	l'_1	Mf_E	A	B = C
0	0,578·l	0,206·P·l	0,616·l	0,172·P·l	0,437·l	0,409·P·l	0,495·l	0,345·P·l	2,000·P	2,013·P
0,05	0,552·l	0,206·P·l	0,590·l	0,172·P·l	0,417·l	0,396·P·l	0,489·l	0,321·P·l	1,937·P	2,011·P
0,10	0,525·l	0,204·P·l	0,563·l	0,171·P·l	0,407·l	0,364·P·l	0,484·l	0,299·P·l	1,874·P	2,004·P
0,15	0,497·l	0,201·P·l	0,534·l	0,168·P·l	0,398·l	0,343·P·l	0,479·l	0,279·P·l	1,811·P	1,994·P
0,20	0,469·l	0,197·P·l	0,504·l	0,164·P·l	0,389·l	0,323·P·l	0,474·l	0,261·P·l	1,749·P	1,979·P
0,25	0,439·l	0,192·P·l	0,472·l	0,159·P·l	0,380·l	0,304·P·l	0,470·l	0,243·P·l	1,687·P	1,961·P
0,30	0,408·l	0,186·P·l	0,438·l	0,153·P·l	0,372·l	0,287·P·l	0,466·l	0,226·P·l	1,627·P	1,937·P
0,35	0,375·l	0,179·P·l	0,402·l	0,147·P·l	0,366·l	0,271·P·l	0,462·l	0,212·P·l	1,568·P	1,911·P
0,40	0,342·l	0,170·P·l	0,365·l	0,139·P·l	0,361·l	0,256·P·l	0,458·l	0,200·P·l	1,510·P	1,881·P
0,45	0,307·l	0,161·P·l	0,773·l	0,146·P·l	0,357·l	0,242·P·l	0,455·l	0,190·P·l	1,454·P	1,847·P
0,50	0,725·l	0,160·P·l	0,748·l	0,153·P·l	0,351·l	0,229·P·l	0,453·l	0,180·P·l	1,399·P	1,810·P
0,55	0,700·l	0,167·P·l	0,723·l	0,160·P·l	0,345·l	0,218·P·l	0,450·l	0,172·P·l	1,347·P	1,771·P
0,60	0,675·l	0,172·P·l	0,698·l	0,164·P·l	0,348·l	0,208·P·l	0,408·l	0,165·P·l	1,297·P	1,728·P
0,65	0,651·l	0,176·P·l	0,674·l	0,168·P·l	0,350·l	0,199·P·l	0,409·l	0,159·P·l	1,249·P	1,683·P
0,70	0,627·l	0,180·P·l	0,648·l	0,170·P·l	0,354·l	0,191·P·l	0,410·l	0,155·P·l	1,204·P	1,633·P
0,75	0,603·l	0,181·P·l	0,623·l	0,172·P·l	0,357·l	0,185·P·l	0,411·l	0,151·P·l	1,162·P	1,583·P
0,80	0,579·l	0,182·P·l	0,598·l	0,171·P·l	0,361·l	0,180·P·l	0,413·l	0,148·P·l	1,123·P	1,529·P
0,85	0,556·l	0,181·P·l	0,574·l	0,170·P·l	0,368·l	0,177·P·l	0,414·l	0,146·P·l	1,087·P	1,474·P
0,90	0,532·l	0,180·P·l	0,549·l	0,167·P·l	0,374·l	0,174·P·l	0,416·l	0,145·P·l	1,054·P	1,417·P
0,95	0,517·l	0,178·P·l	0,524·l	0,164·P·l	0,386·l	0,173·P·l	0,418·l	0,145·P·l	1,025·P	1,358·P
1,00	0,487·l	0,174·P·l	0,499·l	0,159·P·l	0,392·l	0,173·P·l	0,420·l	0,145·P·l	1,000·P	1,297·P

Cálculo de la flecha con aproximación en el caso de vigas de la tabla anterior.

Para el primer vano se sumarán las flechas que dan cada carga, como si fuera una viga empotrada en un extremo y simplemente apoyada en el otro. En el resto de los vanos se tomará la suma de las flechas quedan cada carga, como si fuera una viga empotrada en los dos extremos.

VIGAS ARMADAS DE ALMA LLENA

Las vigas armadas de alma llena pueden ser remachadas o soldadas. Su sección será normalmente la siguiente, según su tipo de ensamblaje. (Fig. 75 a 78).



Momentos de las vigas armadas

El momento de inercia de una viga armada se calculará de la forma siguiente: (Fig. 79).

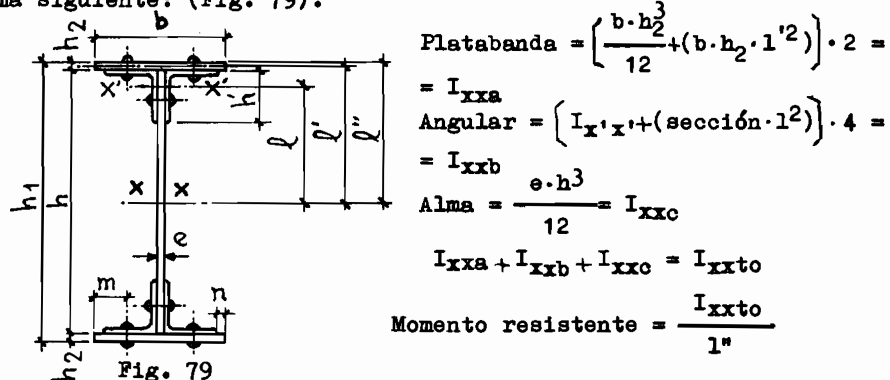


Fig. 79

$$\text{Platabanda} = \left[\frac{b \cdot h_2^3}{12} + (b \cdot h_2 \cdot l'^2)\right] \cdot 2 = $$

$$= I_{xxa}$$

$$\text{Angular} = \left[I_{x'x'} + (\text{sección} \cdot l^2)\right] \cdot 4 = $$

$$= I_{xxb}$$

$$\text{Alma} = \frac{e \cdot h^3}{12} = I_{xxc}$$

$$I_{xxa} + I_{xxb} + I_{xxc} = I_{xxto}$$

$$\text{Momento resistente} = \frac{I_{xxto}}{l''}$$

A l t u r a

Para calcular la altura más ventajosa de las vigas armadas se utilizarán las fórmulas siguientes:

Con respecto al momento $h = 1{,}2 \cdot \sqrt{\frac{R_x}{e}}$

Con respecto a la deformación $h = \frac{L}{10}$ ó $\frac{L}{12}$

L = longitud de la viga entre apoyos.

Espesor del alma

El espesor del alma se calculará por la fórmula siguiente:

$$e = \frac{Q}{h \cdot T_{adm\ tran}} \geq \frac{h}{110}$$

Con ésta fórmula el alma será resistente a la tensión transversal, (e y h en cm., Q en kg.)

Angulares de la viga armada

El ancho del ala de los angulares se calcula con aproximación, con la fórmula siguiente:

$$\frac{h \text{ (en cm)}}{40} + 6 \text{ cm.} = \text{anchura en cm.}$$

Platabandas

En general no se utilizan más de tres platabandas por cada lado. La distancia "n" será como mínimo 5 mm. y la $m \leq 4 \cdot d$ para una platabanda y $\leq 3 \cdot d$ para varias (d= Ø remache; n y m ver fig. 79).

En las vigas de más de una platabanda, no es necesario que éstas lleguen hasta los apoyos, por lo tanto se procederá a acortarlas dónde el momento resistente necesario sea menor (fig. 80).

Sección a-a

$$\frac{Mf_a}{T_{adm}} = R_{xa} \text{ de la viga}$$

Sección b-b

$$\frac{Mf_b}{T_{adm}} = R_{xb} \text{ de la viga}$$

Sección c-c

$$\frac{Mf_c}{T_{adm}} = R_{xc} \text{ de la viga}$$

Fig. 80

En la distancia "l" tiene que haber dos remaches en las platabandas.

Enderezadores

La sobrecarga de las vigas, puede producir una tensión transversal que sea lo suficientemente grande, para abollar el alma. Para evitar ésto se proyectan unos enderezadores. (Fig. 81)

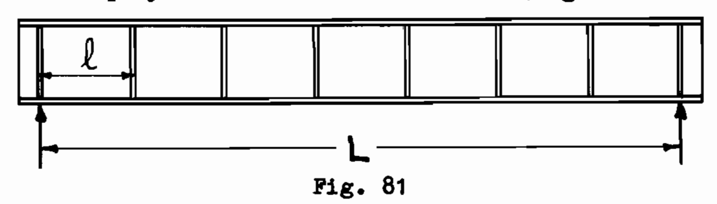


Fig. 81

Los enderezadores se pondrán en el sitio de los apoyos, y hacia el centro de las vigas, con una separación determinada. El perfil de los enderezadores será mayor en el sitio de los apoyos, por ser allí también mayor el esfuerzo cortante.

En las vigas con cargas concentradas se pondrán también enderezadores debajo de éstas.

En las vigas remachadas los enderezadores estarán constituidos por una chapa y un angular, y en las vigas soldadas por una chapa. (Fig. 82 a 85).

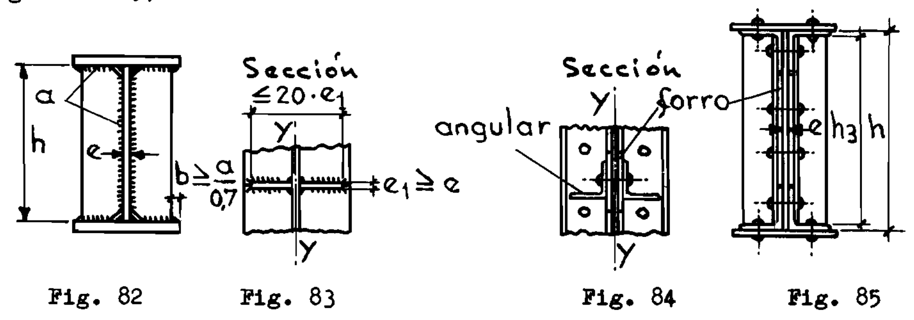


Fig. 82 Fig. 83 Fig. 84 Fig. 85

Para que la separación de los enderezadores sea aceptable se tiene que verificar (l, "h" y "e" en cm. Q en kg.):

Para $l > h$

$$\frac{\left(11000+\frac{7500}{\left(\frac{l}{h}\right)^2}\right)\cdot\left(\frac{e}{h}\right)^2\cdot 1000}{\frac{Q}{e\cdot h}} = 2$$

Para $l < h$

$$\frac{\left(11000+\frac{7500}{\left(\frac{h}{l}\right)^2}\right)\cdot\left(\frac{e}{l}\right)^2\cdot 1000}{\frac{Q}{e\cdot h}} = 2$$

El cálculo de los enderezadores se hará en las vigas remachadas, considerando como sección la de los dos angulares, la de los dos forros, y, la de 30 veces el espesor del alma de la viga = S_a. En las vigas soldadas se considerará como sección a los enderezadores más 30 veces el espesor del alma = S_a.

Fórmulas de cálculo:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S_a}} \qquad \lambda = \frac{h_3}{i_y} \qquad T_{trab} = \frac{Q\cdot\omega}{S_a} \leq T_{adm.}$$

I_y = Momento de inercia de la sección S_a con respecto al eje y-y.
S_a = Sección de cálculo. i_y = Radio de giro de la sección S_a.
λ = Esbeltez de la sección de cálculo.
T_{trab} = Tensión de trabajo de los enderezadores.
Q = Esfuerzo cortante en el sitio de los enderezadores.
ω = Coeficiente de pandeo de la esbeltez (ver página 226).
h_3 = Altura de pandeo.

Como el cálculo de los enderezadores es semejante al de los soportes, habrá que conocer primero el capitulo III para poder comprenderlo bien.

Cálculo a pandeo del cordón superior de una viga armada

Para evitar que el cordón superior comprimido se deforme en el sentido del eje y-y se calculará de la siguiente forma (Fig. 86 y 87):

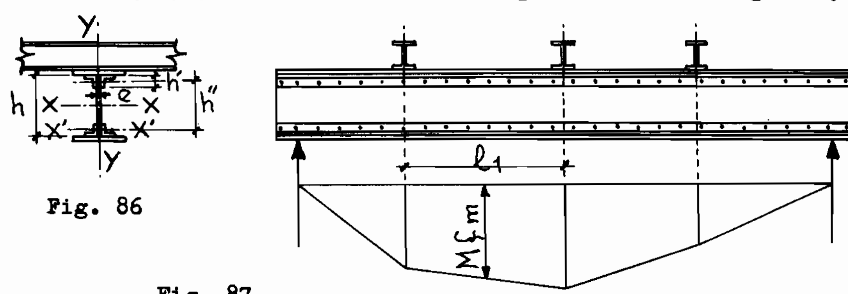


Fig. 86

Fig. 87

El esfuerzo de comprensión en el cordón comprimido es:

$$P_c = \frac{Mf_m}{I_x} \cdot M_e$$

Mf_m = Valor medio del momento flector, en la zona de máximo esfuerzo en Kg.cm.

I_x = Momento de inercia de la sección completa de la viga con respecto al eje x-x en cm4.

M_e = Momento estático de la sección "A" (platabanda superior, angulares superiores y la sección del alma e·h' comprendida entre los angulares superiores). El eje de gravedad x"-x" se hallará gráficamente, suponiendo las secciones como cargas y hallando su resultante (ver fi. 31).

La esbeltez de la sección "A" de cordón superior es: $\lambda = \frac{l_1}{i_y}$

i_y = Radio de giro de la sección "A" con respecto al eje y-y.

La tensión de trabajo será: $T_{trab} = \frac{P_c \cdot \omega}{A} \leq T_{adm.}$

ω = Coeficiente de la esbeltez (ver página 226).

Para mejor comprensión del cálculo a pandeo del cordón superior de las vigas armadas, habrá que conocer primero el capitulo III.

Fórmula de tanteo para calcular la sección neta de un cordón de la viga.

$$\text{Sección A} = \frac{Mf}{T_{trab_{x'}} \cdot h"} - \left(\frac{1}{6} \cdot S_{alma}\right)$$

Mf = Momento flector máximo de la viga en kg.cm.

$T_{trabx'} = T_{adm} \cdot \frac{h"}{h}$ (x'-x' = centro de gravedad de los angulares).

S_{alma} = h · e en cm2. Esta fórmula solo es válida para vigas compuestas por un alma y cuatro angulares, para las vigas que tengan además una platabanda en cada lado no se pondrá el término siguiente:

$$-\left(\frac{1}{6} \cdot S_{alma}\right).$$

N O T A.- Para el cálculo de los remaches de las vigas y de las cubrejuntas, se consultará con el capitulo IV. Para el cálculo de los cordones de soldadura y de las cubrejuntas de las vigas,

se consultará el capitulo V.

EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VIGA ARMADA SOLDADA

Datos:

T_{adm} = 1200 kg/cm2. Longitud L = 13 metros. Luz = 12 metros. Carga fig. 88.

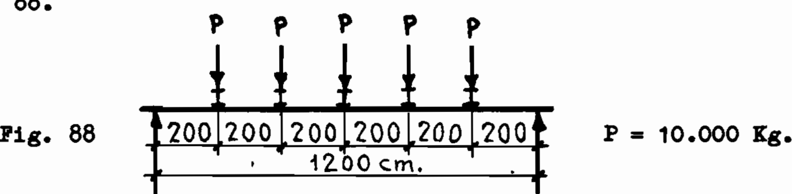


Fig. 88 P = 10.000 Kg.

Primero determinaremos la altura de la viga: $h = \frac{1200}{12} = 100$ cm.

Espesor del alma $= \frac{Q}{h \cdot 960} \geq \frac{h}{110}$; $\frac{25.000}{100 \cdot 960} = 0{,}26$ cm. $< \frac{100}{110}$

por lo tanto tomaremos 1 cm.

$Mf_{max} = 25.000 \cdot 600 - (10.000 \cdot 400 + 10.000 \cdot 200) = 15.000.000 - 6.000.000 = 9.000.000$ Kg.cm.

$$R_x = \frac{9.000.000}{1.200} = 7.500 \text{ cm3.}$$

Poniendo una platabanda por cada lado de 2 cm. tendremos una altura total de 100+4 = 104 cm. El momento de inercia será:

$$I_x = 7.500 \cdot \frac{104}{2} = 390.000 \text{ cm4.}$$

Según las tablas de la página 66 un alma de 1·100 cm. tiene un momento de inercia de 83333 cm4., luego necesitaremos para las platabandas 390000 - 83333 = 306667 cm4. que, buscando en la página 64, será una anchura de platabanda de:

$$\frac{306667}{10405{,}3} = 29 \text{ cm.}$$

Como deberá también resistir el peso propio de la viga pondremos 31 cm.

Enderezadores

Según la fórmula anterior no hacen falta enderezadores para esta viga ya que:

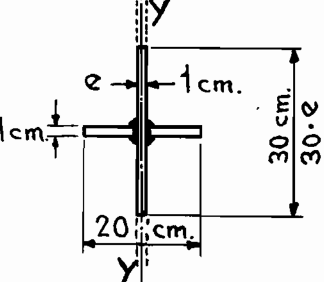
$$\frac{\left(11000 + \frac{7500}{\left(\frac{1200}{100}\right)^2}\right) \cdot \left(\frac{1}{100}\right)^2 \cdot 1.000}{\frac{25000}{1 \cdot 100}} = 4{,}4 > 2$$

pero como esta viga tiene cargas concentradas habrá que poner un ende-

rezador debajo de cada una, para que se transmita al ala de abajo, la carga.

Le pondremos un espesor de 1 cm. y tendremos la siguiente sección de cálculo (fig. 89):

Fig. 89



que se calcula de la siguiente manera:

Momento de inercia de los rigidizadores = $\frac{1 \cdot 20^3}{12}$ = 666 cm4.

Momento de inercia de 30 veces el espesor del alma = $\frac{29 \cdot 1^3}{12}$ = 2,4 cm4.

Momento de inercia total = 666 + 2,4 = 668 cm4.

Sección del rigidizador y la parte del alma que también trabaja=

$1 \cdot 20 + 1 \cdot 29 = 49$ cm2. = S_a

Radio de giro $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S_a}} = \sqrt{\frac{668}{49}} = 3{,}7$ cm.

Esbeltez = $\lambda = \frac{h}{i_y} = \frac{100}{3{,}7} = 27$ Módulo de esbeltez (ω) = 1,07

$T_{trab} = \frac{10000 \cdot 1{,}07}{49} = 219$ Kg/cm2. $<$ 1200

luego los enderezadores valen.

Peso propio de la viga

Alma	=	0,1 · 10 · 120 · 7,85	=	942 Kg.
Platabanda .	=	0,4 · 3,1 · 120 · 7,85	=	1.168 "
Enderezadores	=	10 · 0,1 · 10 · 0,95 · 7,85	=	74 "
		Total		2.184 Kg.

Momento resistente necesario por el peso propio de la viga

$Mf_{max} = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{2184 \cdot 1200}{8} = 327600$ Kg.cm.; $R_x = \frac{327600}{1200} = 273$ cm3.

Momento resistente total necesario de la viga

Por la sobrecarga. .	=	7.500 cm3.
Por la de la viga. .	=	273 "
Total . . .		7.773 cm3.

Momento resistente de la viga calculada

I_x del alma . . . . = 83333 cm4.

I_x de la platabandas = 322564 "

Total . . . . . 405897 cm4.

$$R_x = \frac{405897}{52} = 7805 \text{ cm3.}$$

luego vale la viga, pues es mayor que 7773 cm3.

Flecha

A continuación se comprobará si la flecha que dá la viga es admisible. Como tiene mas de cuatro cargas iguales y separadas a la misma distancia se puede calcular la flecha como si fuera carga uniformemente repartida:

$$f = \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 52184 \cdot 1200^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 405897} = \frac{45\ 2000000000000}{32\ 9000000000000} = 1{,}38 \text{ cm.}$$

$$\text{flecha admisible} = \frac{l}{500} = \frac{1200}{500} = 2{,}4 \text{ cm.,}$$ luego la flecha vale.

Cálculo a pandeo del cordón superior de la viga

Como las cargas concentradas proceden de unas vigas, la longitud de pandeo es 2 metros.

$$P_c = \frac{8500000}{405897} \cdot 2 \cdot 31 \cdot 51 = 66085{,}8 \text{ Kg.} \qquad I_y = \frac{2 \cdot 31^3}{12} = 4965 \text{ cm4.}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{4965}{2 \cdot 31}} = 8{,}9 \text{ cm.,} \qquad \lambda = \frac{200}{8{,}9} = 22, \qquad \omega = 1{,}04$$

$$T_{trab} = \frac{66085{,}8 \cdot 1{,}04}{62} = 1.108 \text{ Kg/cm2.,}$$ luego vale.

Cálculo de la soldadura

a) Soldadura del alma con las alas (ver capitulo V).

$$a = \frac{25000 \cdot 2 \cdot 31 \cdot 51}{405897 \cdot 2 \cdot 780} = \frac{79050000}{633199320} = 0{,}12 \text{ cm.}$$ que se pondrá 0,3 cm., porque el cordón obtenido es muy pequeño.

b) Soldadura de los rigidizadores.-
En este caso se pondrá la mitad del 0,7 del espesor del rigidizador por cada lado, o sea 0,35 cm.

EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VIGA ARMADA REMACHADA

Para este ejemplo se toma la misma viga que la anterior soldada, por lo tanto tenemos los siguientes datos:
Longitud 12 metros. 5 cargas concentradas de 10000 Kg. cada una transmitidas por vigas separadas a 2 metros. Altura del alma 100 cm. Espesor del alma 1 cm. Momento flector máximo 9000000 Kg.cm. Momento resistente necesario por la sobrecarga 7500 cm3. T_{adm} = 1200 Kg/cm2.

Angulares de la viga armada

$$\frac{100}{40}+6 = 8{,}5 \text{ cm., luego pondremos angulares de } 90\cdot 90\cdot 9$$

Tanteo para hallar la sección neta de un cordón de la viga

$h = 100 \quad h' = 9 \quad h'' \simeq 95$

$$S = \frac{9.000.000}{1200\cdot\frac{95}{100}\cdot 95} = 83{,}1 \text{ cm2.}$$

Sección del ⅃90·9 = 15,5 cm2., luego 83,1 - 2·15,5 = 52,1 cm2. será la sección que tendrá que tener la platabanda.
Anchura mínima de las platabandas = 9+9+1+2 · 0,5 = 20 cm.
Anchura máxima de las platabandas = 1+2·5+2·2,3·4 = 29,4 cm.
Le pondremos 26 cm. de anchura, y por lo tanto tendremos de espesor =

$$\frac{52{,}1}{26} = 2{,}0 \text{ cm.}$$

Momento de inercia de la viga

Platabandas	$= \left(\frac{26\cdot 2^3}{12}+26\cdot 2\cdot 51^2\right)\cdot 2$	=	270538	cm4.
Angulares. .	$= (116+15{,}5\cdot 47{,}5^2)\cdot 4$	=	140351	"
Alma	$= \frac{1\cdot 100^3}{12}$	=	83333	"
	Total	=	494222	cm4.

Enderezadores

Como se vió en el ejemplo de la viga soldada no hacen falta enderezadores, nada más que para transmitir cada carga concentrada, por lo tanto pondremos los siguientes elementos que se calcularán como se indica a continuación, (fig. 90):

Fig. 90

Trozo de alma $I_y = \frac{30\cdot 1^3}{12} = 2{,}500$ cm4.

Forros $I_y = 2\cdot\left[\frac{5\cdot 0{,}9^3}{12}+(5\cdot 0{,}9\cdot 0{,}95^2)\right] = 8{,}722$ cm4.

Angulares $I_y = 2\cdot(11+4{,}8\cdot 2{,}8^2) = 97{,}264$ cm4.

Total $I_y = 2{,}500+8{,}722+97{,}264 = 108{,}486$ cm4.

Sección $a = 30\cdot 1+1{,}8\cdot 5+9{,}6 = 48{,}6$ cm2. $\quad i_y = \sqrt{\frac{108{,}48}{48{,}6}} = 1{,}49$ cm.

$$\lambda = \frac{h}{i_y} = \frac{100}{1{,}49} = 67 \qquad \omega = 1{,}37$$

$$T_{trab} = \frac{Q\cdot\omega}{S_a} = \frac{10000\cdot 1{,}37}{48{,}6} = 281 \text{ Kg/cm2} < 1200,$$ luego los enderezadores valen.

Peso propio de la viga

Alma. . . . . . =	$0{,}1 \cdot 10 \cdot 120 \cdot 7{,}85$	=	942,0 Kg.
Platabandas . =	$0{,}4 \cdot 2{,}6 \cdot 120 \cdot 7{,}85$	=	979,6 "
Angulares . . =	$4 \cdot 12{,}2 \cdot 12$	=	585,6 "
Enderezadores =	$10 \cdot 3{,}77 \cdot 1$	=	37,7 "
"	$10 \cdot 0{,}09 \cdot 0{,}5 \cdot 8{,}2 \cdot 7{,}85$	=	28,8 "
	Total		2573,7 Kg.

Momento flector por el peso propio de la viga

$$Mf_{max} = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{2573{,}7 \cdot 1200}{8} = 386055 \text{ Kg.cm.}$$

$$R_x = \frac{386055}{1200} = 321 \text{ cm3.}$$

Descuentos de los agujeros de los remaches

El agujero de los remaches según el espesor a unir, es de 19 mm.de diámetro para los cordones, y de Ø 13 mm. para los enderezadores. La separación de los remaches de los enderezadores suele ser de 6·d a 10·d luego pondremos a 9 cm. y así será exacta la repartición (fig. 91).

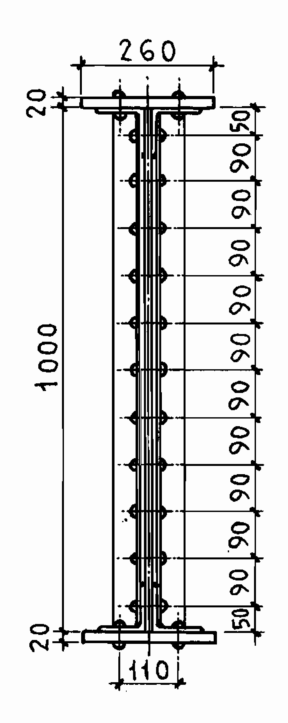


Fig. 91

I_x cordones:

$$\left(\frac{3{,}8 \cdot 2{,}9^3}{12} + 2{,}9 \cdot 3{,}8 \cdot 50{,}55^2\right) \cdot 2 = 56334{,}3$$

I_x alma=

$$\left(\frac{2{,}8 \cdot 1{,}9^3}{12} + 2{,}8 \cdot 1{,}9 \cdot 45^2\right) \cdot 2 = 21549{,}2$$

$$\left(\frac{1 \cdot 1{,}3^3}{12} + 1 \cdot 1{,}3 \cdot 36^2\right) \cdot 2 = 3369{,}9$$

$$\left(\frac{1 \cdot 1{,}3^3}{12} + 1 \cdot 1{,}3 \cdot 27^2\right) \cdot 2 = 1895{,}7$$

$$\left(\frac{1 \cdot 1{,}3^3}{12} + 1 \cdot 1{,}3 \cdot 18^2\right) \cdot 2 = 842{,}7$$

$$\left(\frac{1 \cdot 1{,}3^3}{12} + 1 \cdot 1{,}3 \cdot 9^2\right) \cdot 2 = 210{,}9$$

$$\frac{1 \cdot 1{,}3^3}{12} = 0{,}2$$

I_x total 84202,9

Momento de inercia descontando los agujeros de los remaches

494222,0 cm4.
− 84202,9 "

Total . . . 410019,1 cm4.

Momento resistente necesario de la viga

Momento resistente necesario por la sobrecarga . .	7500 cm3.
" " " " el peso propio. .	321 cm3.
Total	7821 cm3.

Momento resistente de la viga

$$R_x = \frac{I_x}{\frac{h_1}{2}} = \frac{410019,1}{52} = 7884 \text{ cm3.}$$

luego vale por ser mayor que 7821 cm^3

F l e c h a

Para la fórmula de la flecha, se podrá tomar la de las vigas con carga uniformemente repartida, por tener la viga más de cuatro cargas concentradas iguales, y con la misma separación.

$$f = \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 52573 \cdot 1200^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 405445,6} = \frac{455000000000000}{327000000000000} = 1,3 \text{ cm.}$$

$$\text{flecha admisible} = \frac{l}{500} = \frac{1200}{500} = 2,4 \text{ cm.},$$ luego la flecha vale.

Cálculo a pandeo del cordón superior de la viga

Como las cargas concentradas proceden de unas vigas, la longitud de pandeo es 2 metros.

Sección $A = 26 \cdot 2 + 2 \cdot 15,5 + 1 \cdot 9 = 92$ cm2.

$$P_c = \frac{8500000}{410019,1} \cdot 92 \cdot 49,3 = 94022 \text{ Kg.},$$ ahora se hallará el momento de inercia de la sección y-y.

$$I_y \text{ de la platabanda} = \frac{2 \cdot 26^3}{12} = 2929,3 \text{ cm4.}$$

$$I_y \text{ de los angulares} = (116 + 15,5 \cdot 3,04^2) \cdot 2 = 518,4 \text{ "}$$

Total I_y . . . . 3447,7 cm4.

$$i_y = \sqrt{\frac{3447,7}{92}} = 6,1 \text{ cm.} \qquad \lambda = \frac{200}{6,1} = 32 \qquad \omega = 1,09$$

$$T_{trab} = \frac{94022 \cdot 1,09}{92} = 1113 \text{ Kg/cm2.},$$ luego vale

RESISTENCIA DE LOS PERFILES LAMINADOS A LA TENSION TRANSVERSAL

Las vigas de perfiles laminados que tengan poca luz y estén sometidos a su carga máxima, así como las vigas continuas en sus apoyos se deberán calcular para ver si resisten la tensión transversal. La fórmula de cálculo es la siguiente:

$$T_{tran} = \frac{Q}{e \cdot h_2} = 960 \text{ ó } 1120 \text{ kg/cm2. según sea la } T_{adm}$$

Q = Esfuerzo cortante en kg. e = espesor del alma en cm. h_2 = distancia entre los centros de gravedad de las alas en cm.

APOYOS DE VIGAS

APOYO RIGIDO.- En este tipo de apoyo la unión de la viga deberá resistir las tensiones de comprensión y tracción, habidas por la flexión, así como la reacción del apoyo. El soporte que está unido a la viga está sometido a flexión y deberá ser lo suficientemente rígido para resistir dicho momento. (fig. 92)

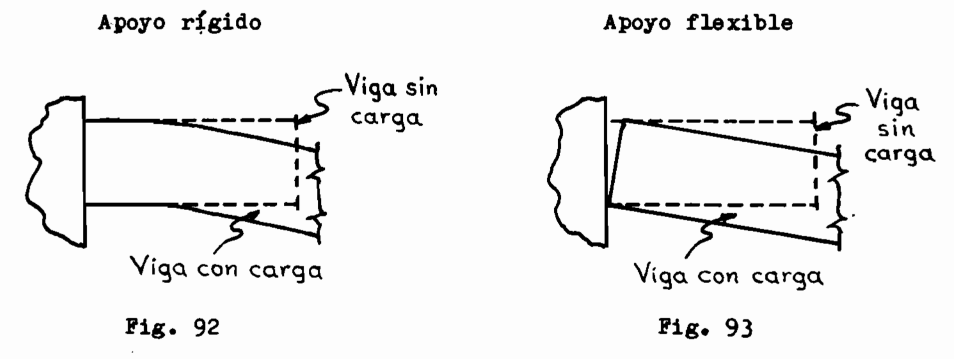


Fig. 92 Fig. 93

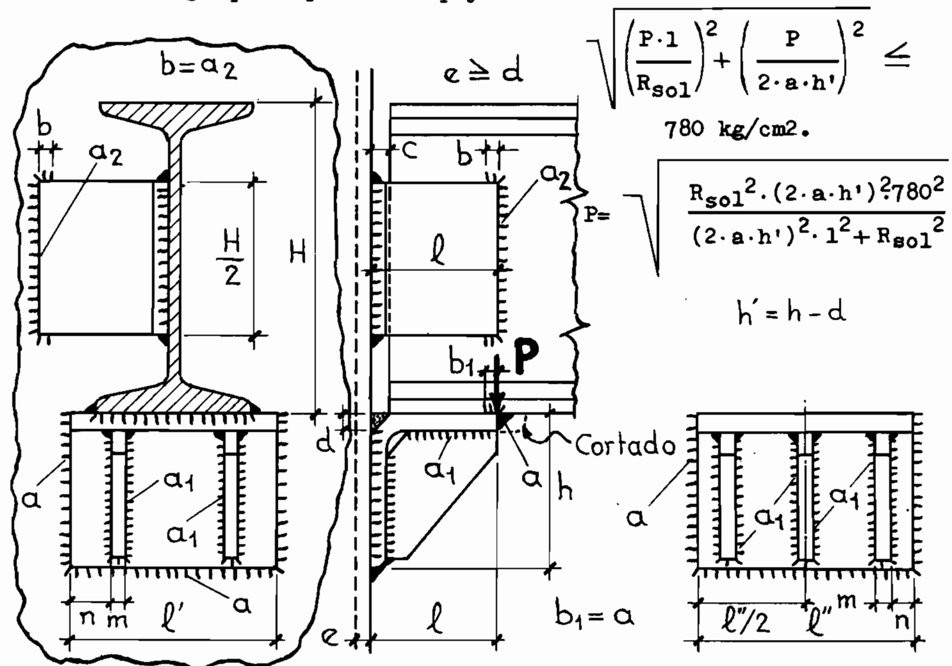
Esta unión se hace soldando la viga al soporte. Debido a la flexibilidad del acero estas uniones se consideran articuladas.

APOYO FLEXIBLE.- En este tipo de apoyo el elemento de unión entre la viga y el soporte deberá ser lo suficientemente flexible para deformarse según pida la viga. (fig. 93).

FÓRMULAS Y TABLAS.- A continuación se dan las fórmulas de cálculo de apoyos flexibles y tablas con la carga máxima en apoyos soldados y atornillados. Ver tablas 2, 3 y 4.

TABLA 2.- APOYOS DE VIGAS SOLDADOS.

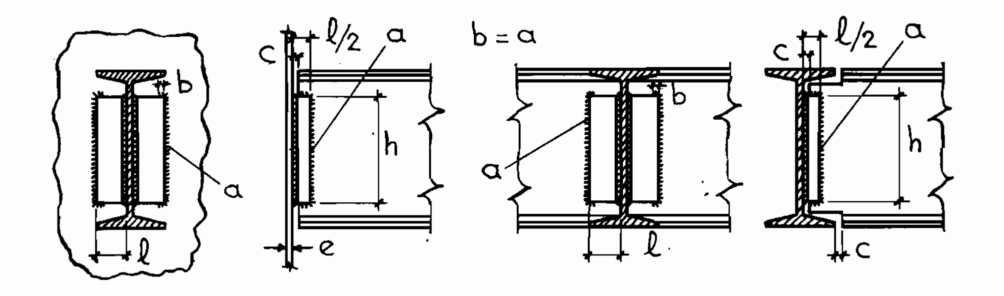
P = Carga que soporta el apoyo



(calculado con regla de cálculo)

IPN	⊥ Mensula	l cm	l' cm	l" cm	n cm	m cm	a cm	d cm	a1 cm	⊥ Sujeccion	a2 cm	c~ cm	P kg.
8	50·50·5	5	6		1,1	0,5	0,35	0,5	0,25	50·50·5	0,3	0,5	1440
10	60·60·6	5	7		1,3	0,6	0,4	0,6	0,25	50·50·5	0,3	0,5	2140
12	60·60·6	5	8		1,5	0,6	0,4	0,6	0,25	50·50·5	0,3	0,5	2320
14	70·70·7	5	8,5		1,6	0,6	0,4	0,6	0,3	50·50·7	0,4	0,5	2860
16	70·70·7	5	9,5		1,7	0,6	0,4	0,6	0,3	50·50·7	0,4	0,5	2990
18	80·80·8	5	10		1,9	0,7	0,5	0,7	0,3	50·50·7	0,4	0,5	4380
20	80·80·8	5	11		2,1	0,7	0,5	0,7	0,3	50·50·7	0,4	0,5	4520
22	90·90·9	6	12		2,3	0,9	0,6	0,9	0,35	60·60·8	0,5	0,8	5800
24	90·90·9	6	12,5		2,4	0,9	0,6	0,9	0,35	60·60·8	0,5	0,8	5880
26	100·100·10	6		13	1	1	0,7	1	0,4	60·60·8	0,5	0,8	7780
28	100·100·10	6		14	1	1	0,7	1	0,4	60·60·8	0,5	0,8	7940
30	110·110·12	6		14,5	1,2	1,2	0,8	1,2	0,5	60·60·10	0,6	0,8	10000
32	110·110·12	6		15	1,2	1,2	0,8	1,2	0,5	60·60·10	0,6	0,8	10130
34	120·120·15	6		16	1,5	1,4	0,9	1,4	0,6	60·60·10	0,6	0,8	12680
36	120·120·15	6		16,5	1,5	1,4	0,9	1,4	0,6	60·60·10	0,6	1	12780
38	130·130·16	7		17	1,6	1,5	1	1,5	0,6	70·70·11	0,7	1	14830
40	130·130·16	7		17,5	1,6	1,5	1	1,5	0,6	70·70·11	0,7	1	14950
42½	140·140·17	7		18	1,7	1,6	1,1	1,6	0,7	70·70·11	0,7	1	17790
45	140·140·17	7		19	1,7	1,6	1,1	1,6	0,7	70·70·11	0,7	1	18060
47½	150·150·18	7		20	1,8	1,8	1,2	1,8	0,7	70·70·11	0,7	1	21240
50	150·150·18	7		21	1,8	1,8	1,2	1,8	0,7	70·70·11	0,7	1	21480

TABLA 3.- APOYOS DE VIGAS SOLDADOS.



Carga que soporta el apoyo $P = \dfrac{1,35 \cdot a \cdot h \cdot 1000}{\sqrt{1 + \dfrac{13 \cdot l^2}{h^2}}}$

(a, h y l en cm)

(calculado con regla de cálculo)

I.PN.	Angular	a mm.	c mm.	e mm.	h cm.	P Kg.
8	25·25·4	2,5	5	4	4,5	670
10	30·30·5	3	5	5	6	1170
12	35·35·6	3,5	5	6	7,5	1810
14	35·35·6	3,5	5	6	9,5	2700
16	45·45·7	4	5	7	11	3330
18	45·45·7	4	5	7	12,5	4130
20	50·50·9	5	5	8	14	5830
22	50·50·9	5	8	8	15,5	6840
24	50·50·9	6	8	9	17	9500
26	50·50·9	6	8	9	18,5	11000
28	55·55·10	7	8	10	20	13500
30	55·55·10	7	8	10	21,5	14900
32	75·75·12	8	8	12	23	16100
34	75·75·12	8	8	12	25	18350
36	100·100·14	9	10	14	26,5	19050
38	100·100·14	9	10	14	27,5	20300
40	120·120·15	10	10	15	29,5	22500
42½	120·120·15	10	10	15	31	24450
45	140·140·17	11	10	17	33	26900
47½	140·140·17	11	10	17	35,5	30500
50	150·150·18	12	10	18	37	33800

Tabla 4.- APOYOS DE VIGAS ATORNILLADOS.-

Para vigas de diferente altura y apoyos en los soportes	Para vigas de igual altura	Viga IPN	Tornillo y longitud.	V mm	Kg. Carga soporta la unión
L 120·120·11 Corta. Ø17	L 130·130·12 Corta. Ø17	12	5/8"· 55	-	2590
Ø17 L 80·80·8	L 100·100·10 Corta. Ø17	14	5/8"· 45	-	2900
		16	5/8"· 45	-	3200
Ø20 L 100·100·10	L 120·120·11 Corta. Ø20	18	3/4"· 55	-	4220
		20	3/4"· 55	-	4590
		22	3/4"· 55	-	4960
		24	3/4"· 55	-	5320
Ø23 L 120·120·11	L 120·120·11 Ø23	26	7/8"· 65	30	6670
		28	7/8"· 65	30	7170
		30	7/8"· 65	30	7670
Ø23 L 120·120·11	L 120·120·11 Ø23	32	7/8"· 70	35	12200
		34	7/8"· 70	35	13000
		36	7/8"· 70	40	13800
		38	7/8"· 70	40	14600
		40	7/8"· 70	45	15400
Ø23 L 120·120·11	L 120·120·11 Ø23	42½	7/8"· 75	42,5	21800
		45	7/8"· 75	45	23000
		47½	7/8"· 75	47,5	24300
		50	7/8"· 75	50	25600

Placas de asiento de vigas

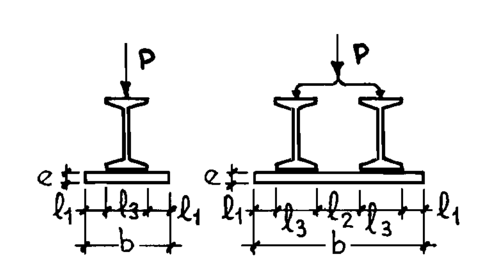


Fig. 94 Fig. 95

Con las siguientes fórmulas se pueden calcular las placas de asiento (figs. 94 y 95)

$l_2 \leqq 2{,}45 \cdot l_1$

l= longitud de la placa en cm.

P = presión sobre el apoyo en Kg.

b, l, l_1, l_2, l_3 en cm.

e = espesor en cm.

K_{adm}= presión admisible en el material debajo de la placa en kg/cm2.

$$\frac{P}{b \cdot l} = K_{adm.} \qquad e \geqq l_1 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot K_{adm}}{1200}}$$ Para una viga

$$e \geqq (b - 2 \cdot l_3) \cdot 0{,}225 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot K_{adm}}{1200}}$$ para dos vigas

Cálculo de asientos móviles

Con las siguientes fórmulas se pueden calcular asientos móviles de uno y dos rodillos, sin necesidad de tener en cuenta el viento (Figs. 96 y 97).

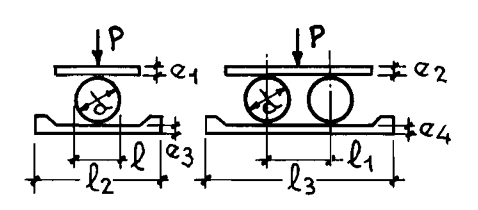


Fig. 96 Fig. 97

n = número de rodillos

b = longitud del rodillo en cm

P = presión sobre el asiento en kg.

Todas las restantes medidas serán en cm.

Acero fundido de 1800 kg/cm2.

$$d = \frac{10{,}5 \cdot P}{1000 \cdot n \cdot b}$$

$$e_1 = 0{,}0204 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l}{b}}$$

$$e_2 = 0{,}0289 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l_1}{b}}$$

$$e_3 = 0{,}0204 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l_2}{b}}$$

Acero duro de 2000 Kg/cm2.

$$d = \frac{8{,}5 \cdot P}{1000 \cdot n \cdot b}$$

$$e_1 = 0{,}0194 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l}{b}}$$

$$e_2 = 0{,}0274 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l_1}{b}}$$

$$e_3 = 0{,}0194 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l_2}{b}}$$

$$e_4 = 0{,}0289 \cdot \sqrt{\frac{P}{b} \cdot \left(\frac{l_3}{2} - l_1\right)} \quad ; \quad e_4 = 0{,}0274 \cdot \sqrt{\frac{P}{b} \cdot \left(\frac{l_3}{2} - l_1\right)}$$

Apoyos de vigas sobre soportes y vigas

Para conseguir un apoyo flexible en este tipo de uniones se procederá de la forma siguiente:

ATORNILLADOS.- Se pondrán los tornillos admisibles que marquen las tablas de perfiles laminados, así como a las distancias respectivas de gramil (Figs. 98 y 99).

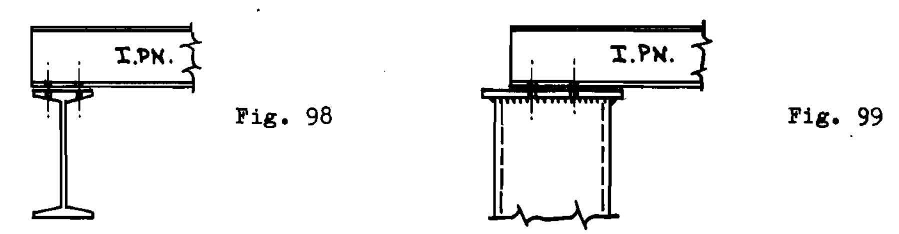


Fig. 98 Fig. 99

SOLDADOS.- Se le soldará a la viga una chapa de apoyo con las dimensiones que se dán en la tabla 5. Primero se soldará la chapa a la viga de arriba, y luego a la de abajo. De esta manera la unión se puede considerar flexible, ya que la rigidez es casi nula.

I.PN. — c, b, e, a — $C = \frac{e}{2}$

TABLA 5

IPN	e mm	b mm	l mm	a mm	Carg max kg	IPN	e mm	b mm	l mm	a mm	Carga max Kg
8	7	20	40	4	9600	30	16	40	125	11	60000
10	7	20	50	4	12000	32	18	40	130	12	62400
12	8	25	60	5	18000	34	18	40	140	12	67200
14	9	25	70	6	21000	36	20	45	145	13	78300
16	9	25	75	6	22500	38	20	45	150	14	81000
18	10	30	85	7	30600	40	22	45	155	15	83700
20	10	30	90	7	32400	42½	24	50	165	16	99000
22	12	30	100	8	36000	45	26	50	170	17	102000
24	14	35	110	9	46200	47½	26	50	180	18	108000
26	14	35	115	9	48300	50	28	50	185	19	111000
28	16	35	120	10	50400						

SOLDADOS.- Otra solución es el poner a cada lado de la viga unos angulares soldados, como se indica en la tabla 6.

Angular   Angular

a   I.PN.   b   A

Vista por A

Tabla 6

IPN	Angular	a mm.	IPN	Angular	a mm
8	25·25·3	2	30	70·70·7	5
10	30·30·3	2	32	70·70·7	5
12	35·35·4	2,5	34	75·75·8	5,5
14	40·40·4	2,5	36	80·80·8	5,5
16	40·40·4	2,5	38	80·80·8	5,5
18	45·45·5	3	40	90·90·9	6
20	50·50·5	3	42½	90·90·9	6
22	55·55·6	4	45	90·90·9	6
24	60·60·6	4	47½	100·100·10	7
26	60·60·6	4	50	100·100·10	7
28	65·65·7	5			

b = máximo admisible

ANCLAJES PARA VIGAS

Para anclar las vigas en los muros se pueden utilizar los tres tipos que a continuación se ponen (figs. 100 a 102). La solución del redondo se usará sólo en los perfiles pequeños.

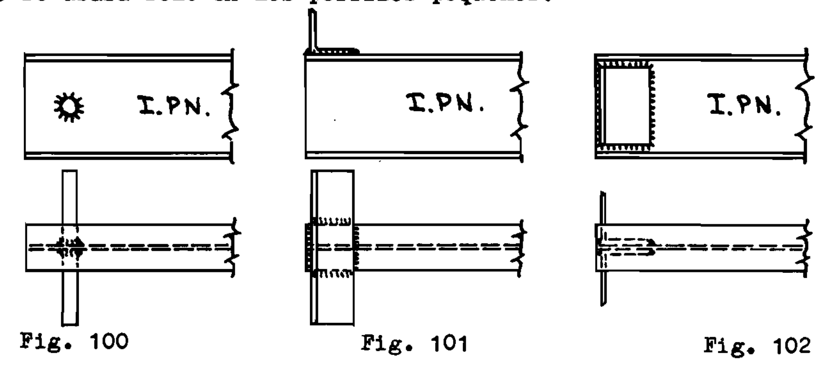
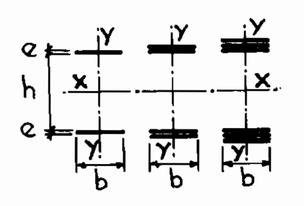


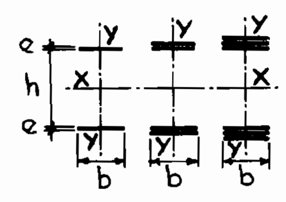
Fig. 100   Fig. 101   Fig. 102

MOMENTO DE INERCIA DE LAS PLATABANDAS EJE x-x b = 10 cm.



h	e = 0,8 cm. Nº platabandas =			e = 1 cm. Nº platabandas =			e = 1,2 cm. Nº platabandas =		
cm.	1	2	3	1	2	3	1	2	3
30	3795	7995	Equivale a dos platabandas de 12 mm.	4807	10253	Equivale a dos platabandas de 15 mm.	5844	12620	20399
32	4304	9039		5447	11573		6616	14223	22890
34	4845	10146		6127	12973		7437	15923	25525
35	5127	10723		6482	13703		7866	16808	26897
36	5418	11317		6847	14453		8306	17718	28305
38	6023	12552		7607	16013		9223	19609	31228
40	6659	13851		8407	17653		10188	21596	34295
42	7328	15215		9247	19373		11200	23679	37506
42,5	7500	15565		9463	19816		11461	24215	38332
45	8391	17379		10582	22103		12810	26984	42593
47,5	9332	19293		11763	24516		14233	29903	47080
48	9527	19688		12007	25013		14527	30505	48004
50	10323	21307		13007	27053		15732	32972	51791
55	12455	25635		15682	32503		18954	39560	61889
60	14787	30363		18607	38453		22476	46748	72887
65	17319	35491		21782	44903		26298	54536	84785
70	20051	41019		25207	51853		30420	62924	97583
75	22983	46947		28882	59303		34842	71912	111281
80	26115	53275		32807	67253		39564	81500	125879
85	29447	60000		36982	75703		44586	91688	141377
90	32979	67131		41407	84653		49908	102476	157775
95	36711	74659		46082	94103		55530	113864	175073
100	40643	82587		51007	104053		61452	125852	193271
105	44775	90915		56182	114503		67674	138440	212369
110	49107	99643		61607	125453		74196	151628	232367
115	53639	108771		67282	136903		81018	165416	253265
120	58371	118299		73207	148853		88140	179804	275063
125	63303	128227		79382	161303		95562	194792	297761
130				85807	174253		103284	210380	321359
135				92482	187703		111306	226568	345857
140				99407	201653		119628	243356	371255
145				106582	216103		128250	260744	397553
150				114007	231053		137172	278732	424751
160				129607	262453		155916	316508	481847
170				146207	295853		175860	356684	542543
175				154882	313303		186282	377672	574241
180				163807	331253		197004	399260	606839
190				182407	368653		219118	444236	674735
200				202007	408053		242892	491612	746231

MOMENTO DE INERCIA DE LAS PLATABANDAS EJE x-x b = 10 cm.



h cm.	e = 1,5 cm. Nº de platabandas = 1	2	3	e = 1,8 cm. Nº plataban. 1	e = 2,5 cm. Nº plataban. 1	e = 3 cm Nº plataban. 1
30	7448	16380	26933	9111	13229	16380
32	8423	18420	30128	10292	14904	18420
34	9458	20580	33503	11545	16679	20580
35	9998	21705	35258	12198	17604	21705
36	10553	22860	37058	12869	18554	22860
38	11708	25260	40793	14266	20529	25260
40	12923	27780	44708	15735	22604	27780
42	14198	30420	48803	17276	24779	30420
42,5	14526	31099	49854	17672	25339	31099
45	16223	34605	55283	19722	28229	34605
47,5	18013	38299	60992	21884	31276	38299
48	18383	39060	62168	22330	31904	39060
50	19898	42180	66983	24159	34479	42180
55	23948	50505	79808	29046	41354	50505
60	28373	59580	93758	34383	48854	59580
65	33173	69405	108833	40170	56979	69405
70	38348	79980	125033	46407	65729	79980
75	43898	91305	142358	53094	75104	91305
80	49823	103380	160808	60231	85104	103380
85	56123	116205	180383	67818	95729	116205
90	62798	129780	201083	75855	106979	129780
95	69848	144105	222908	84342	118854	144105
100	77273	159180	245858	93279	131354	159180
105	85073	175005	269933	102666	144479	175005
110	93248	191580	295133	112503	158229	191580
115	101798	208905	321458	122790	172604	208905
120	110723	226980	348908	133527	187604	226980
125	120023	245805	377483	144714	203229	245805
130	129698	265380	407183	156351	219479	265380
135	139748	285705	438008	168438	236354	285705
140	150173	306780	469958	180975	253854	306780
145	160973	328605	503033	193962	271979	328605
150	172148	351180	537233	207399	290729	351180
160	195623	398580	609008	235623	330104	398580
170	220598	448980	685283	265647	371979	448980
175	233648	475305	725108	281334	393854	475305
180	247073	502380	766058	297471	416354	502380
190	275048	558780	851333	331095	463229	558780
200	304523	618180	941108	366519	512604	618180

MOMENTO DE INERCIA DE CHAPAS.

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \qquad I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

h cm.	b = 0,8 cm I_x	I_y	b = 1 cm. I_x	I_y	b = 1,2 cm. I_x	I_y	b = 1,5 cm I_x	I_y
30	1800	1,28	2250	2,50	2700	4,32	3375	8,44
32	2184	1,37	2731	2,67	3277	4,61	4096	9,00
34	2620	1,45	3275	2,83	3930	4,90	4913	9,56
35	2858	1,49	3573	2,92	4288	5,04	5360	9,84
36	3110	1,54	3888	3,00	4666	5,18	5833	10,1
38	3658	1,62	4572	3,17	5487	5,47	6859	10,7
40	4267	1,71	5333	3,33	6400	5,76	8000	11,3
42	4939	1,79	6174	3,50	7409	6,05	9261	11,8
42,5	5118	1,81	6397	3,54	7677	6,12	9596	12,0
45	6075	1,92	7594	3,75	9113	6,48	11391	12,7
47,5	7145	2,03	8931	3,96	10717	6,84	13396	13,4
48	7373	2,05	9216	4,00	11059	6,91	13824	13,5
50	8333	2,13	10417	4,17	12500	7,20	15625	14,1
55	11092	2,35	13865	4,58	16638	7,92	20798	15,5
60	14400	2,56	18000	5,00	21600	8,64	27000	16,9
65	18308	2,77	22886	5,42	27463	9,36	34329	18,3
70	22867	2,99	28583	5,83	34300	10,1	42875	19,7
75	28125	3,20	35157	6,25	42188	10,8	52735	21,1
80	34133	3,41	42667	6,67	51200	11,5	64000	22,5
85	40949	3,63	51177	7,08	61413	12,2	76766	23,9
90	48600	3,84	60750	7,50	72900	13,0	91125	25,3
95	57158	4,05	71448	7,92	85738	13,7	107173	26,7
100	66667	4,27	83333	8,33	100000	14,4	125000	28,1
105	77175	4,48	96469	8,75	115763	15,1	144704	29,5
110	88733	4,69	110917	9,17	133100	15,8	166375	30,9
115	101392	4,91	126740	9,58	152088	16,6	190110	32,3
120	115200	5,12	144000	10,0	172800	17,3	216000	33,8
125	130209	5,33	162761	10,4	195313	18,0	244141	35,2
130	146467	5,55	183083	10,8	219700	18,7	274625	36,0
135	164025	5,76	205032	11,3	246038	19,4	307548	38,0
140	182933	5,97	228667	11,7	274400	20,2	343000	39,4
145	203242	6,19	254052	12,1	304863	20,9	381079	40,8
150	225000	6,40	281250	12,5	337500	21,6	421875	42,2
160	273066	6,83	341333	13,3	409600	23,0	512000	45,0
170	327534	7,25	409417	14,2	491300	24,5	614125	47,8
175	357292	7,46	446615	14,6	535938	25,2	669922	49,2
180	388800	7,68	486000	15,0	583200	25,9	729000	50,6
190	457266	8,10	571583	15,8	685900	27,4	857375	53,4
200	533334	8,53	666667	16,7	800000	28,8	1000000	56,3
210	617400	8,96	771750	17,5	926100	30,2	1157625	59,1

CARGA MAXIMA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE TODA LA VIGA EN I NORMALES - T_{trab} = 1200 Kg/cm2.

(Datos calculados con regla de cálculo)

Fórmula de cálculo

$$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l} - p \cdot l$$

Los valores por encima de la linea —— están calculados con esta otra fórmula, ya que con la anterior, la flecha es > 1/200 en estos casos

$$C = 80,64 \cdot \frac{I_x}{l^2} - p \cdot l$$

Carga máx. uniformemente rep. en ton. (l m.)

IPN	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00
8	0,90	0,87	0,83	0,80	0,76	0,73	0,70	0,67	0,65	0,62	0,60
10	1,60	1,54	1,47	1,41	1,34	1,29	1,24	1,19	1,14	1,10	1,07
12	2,60	2,47	2,36	2,25	2,16	2,07	1,99	1,91	1,84	1,77	1,72
14	3,90	3,70	3,53	3,38	3,23	3,11	2,98	2,87	2,76	2,66	2,58
16	5,58	5,31	5,06	4,84	4,63	4,45	4,27	4,11	3,96	3,81	3,69
18	7,68	7,31	6,96	6,66	6,38	6,13	5,88	5,66	5,45	5,26	5,09
20	10,2	9,72	9,28	8,87	8,49	8,15	7,83	7,53	7,26	7,00	6,77
22	13,2	12,6	12,0	11,5	11,0	10,6	10,1	9,80	9,44	9,10	8,82
24	16,9	16,1	15,3	14,6	14,0	13,5	12,9	12,4	12,0	11,5	11,2
26	21,1	20,1	19,1	18,3	17,5	16,8	16,1	15,5	15,0	14,4	14,0
28	25,9	24,6	23,5	22,5	21,5	20,7	19,8	19,1	18,4	17,8	17,2
30	31,2	29,7	28,3	27,1	25,9	24,9	23,9	23,0	22,2	21,4	20,7
32	37,4	35,5	33,9	32,5	31,5	29,9	28,7	27,6	26,6	25,7	24,8
34	44,2	42,0	40,1	38,4	36,7	35,3	33,9	32,6	31,5	30,3	29,4
36	52,2	49,6	47,4	45,3	43,3	41,6	39,9	38,4	37,0	35,8	34,7
38	60,3	57,4	54,8	52,4	50,1	48,1	46,2	44,5	42,9	41,4	40,1
40	69,9	66,7	63,5	60,7	58,2	55,8	53,7	51,7	49,8	48,1	46,4
42½	83,3	79,3	75,6	72,4	69,3	66,5	63,9	61,5	59,3	57,2	55,4
45	97,6	93,0	88,7	84,8	81,2	78,0	74,9	72,1	69,5	67,1	64,8
47½	113	108	103	99,1	94,8	91,0	87,5	84,2	81,2	78,3	75,7
50	131	125	119	114	109	105	101	97,4	94,0	90,6	87,5

IPN	3,10	3,20	3,30	3,40	3,50	3,60	3,70	3,80	3,90	4,00
8	0,58	0,56	0,54	0,53	0,49	0,46	0,43	0,41	0,39	0,36
10	1,03	0,99	0,96	0,93	0,90	0,88	0,85	0,83	0,80	0,78
12	1,65	1,60	1,55	1,50	1,46	1,41	1,37	1,33	1,30	1,27
14	2,49	2,40	2,33	2,26	2,20	2,13	2,07	2,01	1,95	1,92
16	3,56	3,45	3,34	3,24	3,15	3,06	2,96	2,88	2,81	2,74
18	4,91	4,76	4,60	4,46	4,35	4,21	4,09	3,98	3,87	3,78
20	6,53	6,32	6,13	5,95	5,79	5,61	5,45	5,30	5,16	5,04
22	8,51	8,24	7,98	7,74	7,53	7,29	7,09	6,90	6,72	6,56
24	10,8	10,4	10,1	9,87	9,59	9,29	9,04	8,80	8,56	8,37
26	13,5	13,1	12,7	12,3	12,0	11,6	11,3	11,0	10,7	10,4
28	16,6	16,1	15,6	15,1	14,7	14,2	13,8	13,5	13,1	12,8
30	20,0	19,4	18,8	18,2	17,7	17,2	16,7	16,2	15,8	15,5
32	24,0	23,2	22,5	21,8	21,2	20,6	20,0	19,5	19,0	18,6
34	28,3	27,4	26,6	25,8	25,1	24,4	23,6	23,0	22,4	21,9
36	33,4	32,4	31,4	30,5	29,6	28,8	27,9	27,2	26,5	25,8
38	38,7	37,5	36,3	35,2	34,2	33,2	32,3	31,4	30,6	29,9
40	44,9	43,5	42,1	40,9	39,7	38,6	37,5	36,5	35,6	34,7
42½	53,5	51,8	50,2	48,7	47,3	46,0	44,7	43,5	42,4	41,3
45	62,7	60,7	58,9	57,2	55,4	53,9	52,4	51,0	49,7	48,4
47½	73,2	70,9	68,7	66,7	64,7	62,9	61,2	59,5	58,1	56,5
50	84,8	82,1	79,5	77,1	75,0	72,8	70,8	68,9	67,1	65,4

IPN	4,10	4,20	4,30	4,40	4,50	4,60	4,70	4,80	4,90	5,00
8	0,34	0,33	0,31	0,29	0,28	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
10	0,76	0,74	0,71	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,53	0,50
12	1,23	1,20	1,17	1,14	1,12	1,08	1,06	1,04	1,01	1,00
14	1,85	1,80	1,76	1,72	1,68	1,64	1,60	1,56	1,53	1,50
16	2,66	2,59	2,53	2,47	2,42	2,35	2,30	2,25	2,20	2,16
18	3,68	3,58	3,50	3,41	3,35	3,25	3,18	3,11	3,04	3,00
20	4,90	4,77	4,66	4,55	4,46	4,34	4,24	4,15	4,16	3,99
22	6,38	6,21	6,07	5,92	5,81	5,65	5,53	5,41	5,29	5,20
24	8,14	7,93	7,74	7,55	7,41	7,21	7,05	6,90	6,75	6,64
26	10,1	9,91	9,67	9,45	9,25	9,01	8,82	8,63	8,44	8,30
28	12,4	12,1	11,8	11,6	11,4	11,0	10,8	10,5	10,3	10,2
30	15,0	14,6	14,3	14,0	13,7	13,3	13,0	12,8	12,5	12,3
32	18,0	17,6	17,2	16,8	16,4	16,0	15,6	15,3	15,0	14,7
34	21,3	20,8	20,3	19,8	19,4	18,9	18,5	18,1	17,7	17,4
36	25,2	24,6	23,9	23,4	22,9	22,3	21,9	21,4	20,9	20,5
38	29,1	28,4	27,7	27,1	26,5	25,9	25,3	24,7	24,2	23,8
40	33,8	32,9	32,2	31,4	30,7	30,0	29,4	28,7	28,1	27,6
42½	40,2	39,3	38,4	37,5	36,6	35,8	35,0	34,3	33,5	32,8
45	47,2	46,1	45,0	43,9	42,9	42,0	41,0	40,1	39,3	38,5
47½	55,2	53,8	52,5	51,3	50,1	49,0	48,0	46,9	45,9	45,0
50	63,8	62,3	60,7	59,3	58,0	56,7	55,5	54,3	53,2	52,0

CARGA MAXIMA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE TODA LA VIGA

EN I NORMALES - T_{trab} = 1200 Kg/cm2.

IPN	5,50	6,00	6,50	7,00	8,00	9,00	10,00	5,50	6,00	6,50	7,00	8,00	9,00	10,00	5,50	6,00	6,50	7,00	8,00	9,00	10,00	l en m.
12	0,81	0,67	0,55	0,46	0,32	0,23	0,15	0,52	0,42	0,34	0,28	0,19	0,12	0,06	0,29	0,23	0,18	0,14	0,08	-	-	Carga máxima uniformemente repartida en toneladas.
14	1,36	1,20	1,00	0,84	0,61	0,44	0,32	0,94	0,77	0,64	0,53	0,37	0,25	0,16	0,53	0,43	0,34	0,28	0,17	0,10	-	
16	1,95	1,78	1,62	1,41	1,03	0,77	0,57	1,56	1,29	1,07	0,90	0,64	0,46	0,32	0,90	0,73	0,60	0,49	0,33	0,21	0,12	
18	2,70	2,45	2,25	2,07	1,65	1,25	0,95	2,46	2,03	1,70	1,44	1,04	0,77	0,56	1,43	1,17	0,96	0,80	0,56	0,38	0,25	
20	3,60	3,29	3,01	2,77	2,38	1,89	1,46	3,60	3,04	2,55	2,16	1,59	1,18	0,89	2,14	1,76	1,46	1,22	0,87	0,62	0,43	
22	4,70	4,28	3,93	3,62	3,11	2,72	2,16	4,70	4,28	3,69	3,14	2,32	1,75	1,33	3,09	2,56	2,13	1,80	1,29	0,94	0,68	
24	6,00	5,47	5,02	4,63	4,00	3,49	3,07	6,00	5,47	5,02	4,41	3,28	2,49	1,92	4,33	3,59	3,01	2,54	1,85	1,37	1,01	
26	7,51	6,85	6,29	5,81	5,01	4,38	3,88	7,51	6,85	6,29	5,81	4,49	3,43	2,67	5,89	4,89	4,11	3,49	2,56	1,91	1,43	
28	9,25	8,42	7,73	7,14	6,17	5,40	4,79	9,25	8,42	7,73	7,14	5,99	4,61	3,60	7,83	6,51	5,48	4,66	3,44	2,59	1,97	
30	11,1	10,2	9,34	8,65	7,46	6,54	5,80	11,1	10,2	9,34	8,65	7,46	6,02	4,73	10,2	8,46	7,13	6,07	4,51	3,42	2,62	
32	13,3	12,1	11,2	10,3	8,99	7,86	6,98	13,3	12,1	11,2	10,3	8,99	7,75	6,11	13,0	10,8	9,15	7,81	5,82	4,42	3,42	
34	15,7	14,4	13,2	12,2	10,6	9,34	8,27	15,7	14,4	13,2	12,2	10,6	9,34	7,76	15,7	13,7	11,5	9,86	7,37	5,64	4,38	
36	18,6	17,0	15,6	14,4	12,5	11,0	9,76	18,6	17,0	15,6	14,4	12,5	11,0	9,76	18,6	17,0	14,5	12,4	9,28	7,12	5,56	
38	21,6	19,7	18,1	16,7	14,5	12,7	11,3	21,6	19,7	18,1	16,7	14,5	12,7	11,3	21,6	19,7	17,8	15,2	11,4	8,81	6,91	
40	25,0	22,8	21,0	19,4	16,8	14,8	13,1	25,0	22,8	21,0	19,4	16,8	14,8	13,1	25,0	22,8	21,0	18,6	14,0	10,8	8,50	
42½	29,8	27,2	25,0	23,1	20,0	17,6	15,6	29,8	27,2	25,0	23,1	20,0	17,6	15,6	29,8	27,2	25,0	23,1	17,8	13,8	10,9	
45	34,9	31,9	29,3	27,1	23,5	20,7	18,4	34,9	31,9	29,3	27,1	23,5	20,7	18,4	34,9	31,9	29,3	27,1	22,2	17,2	13,6	
47½	40,8	37,3	34,3	31,7	27,5	24,2	21,5	40,8	37,3	34,3	31,7	27,5	24,2	21,5	40,8	37,3	34,3	31,7	27,4	21,3	16,9	
50	47,2	43,1	39,7	36,7	31,8	28,0	24,9	47,2	43,1	39,7	36,7	31,8	28,0	24,9	47,2	43,1	39,7	36,7	31,8	26,1	20,8	
	Por encima de la linea --- $C = 80,64 \cdot \frac{I_x}{l^2} - p \cdot l$			f=1/200	Por debajo de la linea --- $C = 96 \cdot \frac{R_x}{l} - p \cdot l$			Por encima de la linea --- $C = 53,76 \cdot \frac{I_x}{l^2} - p \cdot l$			f=1/300	Por debajo de la linea --- $C = 96 \cdot \frac{R_x}{l} - p \cdot l$			Por encima de la linea --- $C = 32,26 \cdot \frac{I_x}{l^2} - p \cdot l$			f=1/500	Por debajo de la linea --- $C = 96 \cdot \frac{R_x}{l} - p \cdot l$			Fórmulas

CARGA MAXIMA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE TODA LA VIGA EN I NORMALES - T_{trab} = 1400 Kg/cm2.

(Datos calculados con regla de cálculo)

Fórmula de cálculo

$$C = 112 \cdot \frac{R_x}{l} - p \cdot l$$

Los valores por encima de la línea --- están calculados con ésta otra fórmula, ya que con la anterior la flecha es > l/200 en estos casos.

$$C = 80{,}64 \cdot \frac{I_x}{l^2} - p \cdot l$$

IPN \ l m.	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,10	3,20	3,30	3,40	3,50	3,60	3,70	3,80	3,90	4,00	4,10	4,20	4,30	4,40	4,50	4,60	4,70	4,80	4,90	5,00
	Carga máx. uniformemente rep. en ton																														
8	1,08	1,02	0,98	0,93	0,89	0,85	0,82	0,79	0,76	0,73	0,68	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46	0,43	0,41	0,39	0,36	0,34	0,33	0,31	0,29	0,28	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
10	1,89	1,80	1,72	1,64	1,57	1,51	1,44	1,39	1,34	1,29	1,25	1,20	1,16	1,13	1,09	1,06	1,03	0,97	0,92	0,87	0,82	0,78	0,74	0,71	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,53	0,50
12	3,04	2,89	2,75	2,63	2,52	2,42	2,32	2,24	2,15	2,07	2,01	1,94	1,87	1,82	1,76	1,71	1,66	1,61	1,56	1,52	1,49	1,44	1,41	1,37	1,31	1,25	1,19	1,14	1,09	1,04	1,00
14	4,56	4,33	4,13	3,95	3,78	3,63	5,48	3,35	3,23	3,12	3,01	2,91	2,82	2,73	2,64	2,57	2,49	2,42	2,35	2,29	2,24	2,17	2,12	2,07	2,02	1,97	1,92	1,88	1,84	1,80	1,76
16	6,52	6,20	5,92	5,65	5,42	5,20	4,99	4,81	4,63	4,47	4,31	4,17	4,04	3,91	3,79	3,68	3,57	3,47	3,38	3,29	3,20	3,12	3,04	2,97	2,90	2,83	2,76	2,70	2,64	2,58	2,53
18	8,97	8,54	8,14	7,78	7,45	7,16	6,87	6,61	6,37	6,15	5,94	5,74	5,56	5,38	5,22	5,08	4,92	4,78	4,66	4,53	4,42	4,30	4,19	4,09	3,99	3,91	3,81	3,73	3,65	3,57	3,50
20	11,9	11,3	10,8	10,3	9,92	9,52	9,14	8,80	8,48	8,18	7,91	7,64	7,40	7,17	6,96	6,76	6,56	6,37	6,21	6,04	5,89	5,73	5,59	5,45	5,32	5,21	5,08	4,97	4,86	4,76	4,66
22	15,5	14,7	14,0	13,4	12,9	12,4	11,8	11,4	11,0	10,6	10,3	9,94	9,63	9,32	9,05	8,79	8,53	8,29	8,07	7,84	7,66	7,45	7,27	7,10	6,93	6,78	6,62	6,47	6,43	6,19	6,07
24	19,8	18,8	17,9	17,1	16,4	15,8	15,1	14,5	14,0	13,5	13,1	12,6	12,2	11,8	11,5	11,2	10,8	10,5	10,2	10,0	9,77	9,52	9,28	9,06	8,85	8,65	8,45	8,26	8,08	7,91	7,75
26	24,7	23,4	22,4	21,4	20,4	19,7	18,9	18,2	17,5	16,9	16,4	15,8	15,3	14,8	14,4	14,0	13,5	13,2	12,8	12,5	12,2	11,8	11,5	11,3	11,0	10,8	10,5	10,3	10,1	9,89	9,69
28	30,3	28,7	27,4	26,2	25,1	24,2	23,2	22,3	21,5	20,7	20,1	19,4	18,8	18,2	17,6	17,2	16,6	16,2	15,7	15,3	15,0	14,6	14,2	13,9	13,5	13,3	12,9	12,6	12,4	12,1	11,9
30	36,5	34,7	33,1	31,7	30,3	29,1	28,0	26,9	25,9	25,0	24,2	23,4	22,7	22,0	21,3	20,7	20,1	19,5	19,0	18,5	18,1	17,6	17,1	16,7	16,4	16,0	15,6	15,3	14,9	14,6	14,4
32	43,7	41,5	39,6	37,9	36,3	34,9	33,5	32,2	31,1	30,0	29,0	28,0	27,1	26,3	25,5	24,8	24,1	23,4	22,8	22,2	21,7	21,1	20,6	20,1	19,6	19,2	18,7	18,3	17,9	17,5	17,2
34	51,6	49,0	46,7	44,7	42,8	41,2	39,5	38,0	36,7	35,4	34,3	33,1	32,0	31,0	30,1	29,3	28,4	27,6	26,9	26,2	25,6	24,9	24,3	23,7	23,1	22,7	22,1	21,6	21,1	20,7	20,3
36	60,9	57,9	55,3	52,9	50,6	48,6	46,7	44,9	43,3	41,8	40,5	39,1	37,9	36,7	35,6	34,6	33,6	32,6	31,8	31,0	30,2	29,4	28,7	28,0	27,4	26,8	26,1	25,5	25,0	24,5	24,0
38	70,4	67,0	64,0	61,2	58,6	56,2	54,0	52,1	50,1	48,4	46,8	45,2	43,8	42,5	41,2	40,0	38,9	37,8	36,8	35,8	34,9	34,1	33,2	32,4	31,7	31,0	30,3	29,6	29,0	28,4	27,8
40	81,6	77,6	74,0	70,8	67,8	65,2	62,6	60,3	58,1	56,1	54,2	52,4	50,8	49,2	47,8	46,4	45,0	43,8	42,6	41,5	40,5	39,4	38,5	37,6	36,7	35,9	35,0	34,3	33,6	32,8	32,2
42½	97,2	92,4	88,3	84,4	80,9	77,7	74,6	71,8	69,3	66,8	64,7	62,4	60,5	58,7	56,9	55,3	53,7	52,2	50,9	49,5	48,3	47,0	45,9	44,9	43,8	42,8	41,8	40,9	39,5	39,2	38,5
45	114	108	103	99,1	94,9	91,1	87,5	84,3	81,2	78,4	75,8	73,3	71,0	68,8	66,8	64,9	63,0	61,3	59,7	58,1	56,7	55,2	53,9	52,6	51,4	50,3	49,1	48,1	47,0	46,0	45,1
47½	133	126	120	115	110	106	102	98,3	94,9	91,4	88,5	85,6	82,8	80,3	77,9	75,7	73,5	71,5	69,6	67,8	66,1	64,4	62,8	61,3	59,9	58,7	57,3	56,0	54,9	53,7	52,7
50	154	146	139	133	127	123	118	113	109	105	102	98,9	95,7	92,8	90,1	87,5	85,0	82,7	80,5	78,3	76,4	74,5	72,6	70,9	69,3	67,8	66,2	64,8	63,4	62,1	60,9

CARGA MAXIMA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE TODA LA VIGA

EN I NORMALES - T_{trab} = 1400 Kg/cm2.

Carga máxima uniformemente repartida en toneladas. (l en m.)

f=1/200

IPN	5,50	6,00	6,50	7,00	8,00	9,00	10,00
12	0,81	0,67	0,55	0,46	0,32	0,23	0,15
14	1,45	1,20	1,00	0,84	0,61	0,44	0,32
16	2,28	1,99	1,67	1,41	1,03	0,77	0,57
18	3,16	2,87	2,63	2,23	1,65	1,25	0,95
20	4,21	3,84	3,52	3,24	2,49	1,89	1.46
22	5,49	5,00	4,59	4,23	3,61	2,77	2,16
24	7,01	6,39	5,86	5,41	4,67	3,91	3,07
26	8,77	8,00	7,34	6,78	5,85	5,12	4,21
28	10,8	9,83	9,03	8,34	7,20	6,31	5,59
30	13,0	11,9	10,9	10,1	8,71	7,64	6,77
32	15,6	14,2	13,1	12,1	10,5	9,18	8,15
34	18,4	16,8	15,5	14,3	12,4	10,9	9,66
36	21,8	19,9	18,3	16,9	14,7	12,9	11,4
38	25,2	23,0	21,2	19,6	17,0	14,9	13,3
40	29,2	26,7	24,6	22,7	19,7	17,3	15,4
42½	34,9	31,9	29,3	27,1	23,5	20,7	18,4
45	40,9	37,4	34,4	31,8	27,6	24,4	21,7
47½	47,8	43,7	40,2	37,2	32,3	28,5	25,4
50	55,2	50,5	46,5	43,0	37,4	33,0	29,4

Fórmulas: Por encima de la linea: $C = 80{,}64 \cdot \frac{I_x}{l^2} - p \cdot l$; Por debajo de la linea: $C = 112 \cdot \frac{R_x}{l} - p \cdot l$

f=1/300

IPN	5,50	6,00	6,50	7,00	8,00	9,00	10,00
12	0,52	0,42	0,34	0,28	0,19	0,12	0,06
14	0,94	0,77	0,64	0,53	0,37	0,25	0,16
16	1,56	1,29	1,07	0,90	0,64	0,46	0,32
18	2,46	2,03	1,70	1,44	1,04	0,77	0,56
20	3,66	3,04	2,55	2,16	1,59	1,18	0,89
22	5,27	4,38	3,69	3,14	2,32	1,75	1,33
24	7,01	6,13	5,17	4,41	3,28	2,49	1,92
26	8,77	8,00	7,03	6,00	4,49	3,43	2,67
28	10,8	9,83	9,03	7,99	5,99	4,61	3,60
30	13,0	11,9	10,9	10,1	7,80	6,02	4,73
32	15,6	14,2	13,1	12,1	10,0	7,75	6,11
34	18,4	16,8	15,5	14,3	12,6	9,81	7,76
36	21,8	19,9	18,3	16,9	14,7	12,3	9,78
38	25,2	23,0	21,2	19,6	17,0	14,9	12,1
40	29,2	26,7	24,6	22,7	19,7	17,3	14,8
42½	34,9	31,9	29,3	27,1	23,5	20,7	18,4
45	40,9	37,4	34,4	31,8	27,6	24,4	21,7
47½	47,8	43,7	40,2	37,2	32,3	28,5	25,4
50	55,2	50,5	46,5	43,0	37,4	33,0	29,4

Fórmulas: Por encima de la linea: $C = 53{,}76 \cdot \frac{I_x}{l^2} - p \cdot l$; Por debajo de la linea: $C = 112 \cdot \frac{R_x}{l} - p \cdot l$

f=1/500

IPN	5,50	6,00	6,50	7,00	8,00	9,00	10,00
12	0,29	0,23	0,18	0,14	0,08		
14	0,53	0,43	0,34	0,28	0,17	0,10	
16	0,90	0,73	0,60	0,49	0,33	0,21	0,12
18	1,43	1,17	0,96	0,80	0,56	0,38	0,25
20	2,14	1,76	1,46	1,22	0,87	0,62	0,43
22	3,09	2,56	2,13	1,80	1,29	0,94	0,68
24	4,33	3,59	3,01	2,54	1,85	1,37	1,01
26	5,89	4,89	4,11	3,49	2,56	1,91	1,43
28	7,83	6,51	5,48	4,66	3,44	2,59	1,97
30	10,2	8,46	7,13	6,07	4,51	3,42	2,62
32	13,0	10,8	9,15	7,81	5,82	4,43	3,42
34	16,4	13,7	11,5	9,86	7,37	5,64	4,38
36	20,5	17,1	14,5	12,4	9,28	7,12	5,56
38	25,1	21,0	17,8	15,2	11,4	8,81	6,91
40	29,2	25,6	21,7	18,6	14,0	10,8	8,50
42½	34,9	31,9	27,6	23,6	17,8	13,8	10,9
45	40,9	37,4	34,3	29,4	22,2	17,2	13,6
47½	47,8	43,7	40,2	36,3	27,4	21,3	16,9
50	55,2	50,5	46,5	43,0	33,5	26,1	20,8

Fórmulas: Por encima de la linea: $C = 32{,}26 \cdot \frac{I_x}{l^2} - p \cdot l$; Por debajo de la linea: $C = 112 \cdot \frac{R_x}{l} - p \cdot l$

VIGAS DE CELOSIA

Introducción

Las vigas de celosía se suelen proyectar cuando las luces son muy grandes, o cuando se quieren hacer vigas con poco peso. Estas vigas están compuestas por perfiles laminados, y las de grandes luces suelen tener forma rectangular (fig. 103).

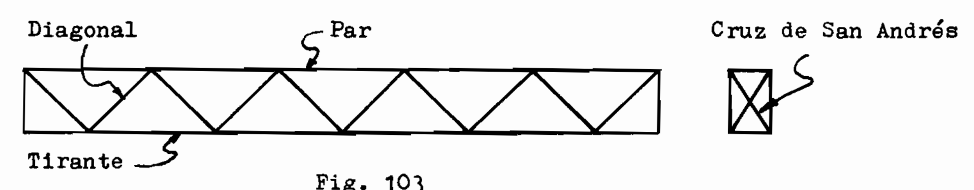


Fig. 103

Para el cálculo de los perfiles se utiliza el diagrama de CREMONA. Con éste método se suponen todos los nudos articulados aunque en la realidad no es así, ya que están soldados o remachados normalmente. Esto es admisible dado que la longitud y esbeltez de los elementos, es suficiente para que puedan doblarse según pida la deformación, al entrar en carga la viga.

La anchura de la viga es necesaria para que pueda resistir el pandeo por la compresión, y, además los esfuerzos laterales del viento. También se colocarán cada x tramos unas cruces de San Andrés para darle mayor rigidez.

Las vigas de celosía de poco peso, suelen estar constituidas por un tubo en el par, y por redondos el resto (fig. 104).

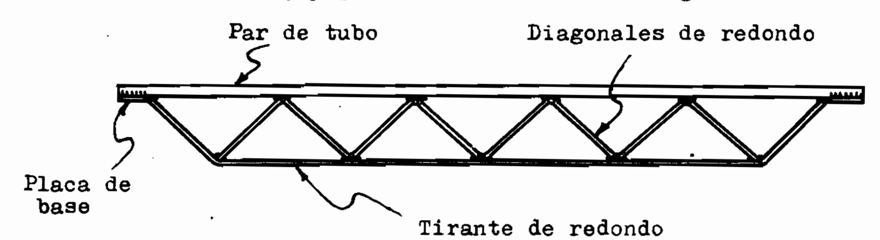


Fig. 104

A l t u r a

Para la altura de las vigas de celosía, se tomará una distancia entre ejes de gravedad del par y del tirante, que oscile entre la siguiente:

$$\frac{Luz}{10} \quad a \quad \frac{Luz}{12}$$

F l e c h a

Al armar las vigas se les da una contraflecha igual a la luz dividida por 500. Los nudos entre el centro y los apoyos se les irá dando la contraflecha necesaria para que forme una parábola con los apoyos (ver tabla de la página 80).

Número de vanos

El número de vanos dependerá de la altura, ya que se harán los necesarios, para que las diagonales estén aproximadamente a 45° (son admisibles de 40 a 55°).

Cremona

Para que se pueda hacer el diagrama de esfuerzos, se tiene que verificar la siguiente fórmula:

$$N \cdot 2 = B + 3$$

N = Nº de nudos B = Nº de barras

Si no se cumple ésta fórmula la viga es estáticamente indeterminada.

Se dibujará primero la viga a escala, en la parte superior izquierda de la hoja de cálculo, con unas flechas encima de cada nudo, que indicarán las cargas en kg. que tiene que soportar cada articulación. A continuación se numerarán todas las barras de la viga, y se procederá como en el ejemplo siguiente (fig. 105):

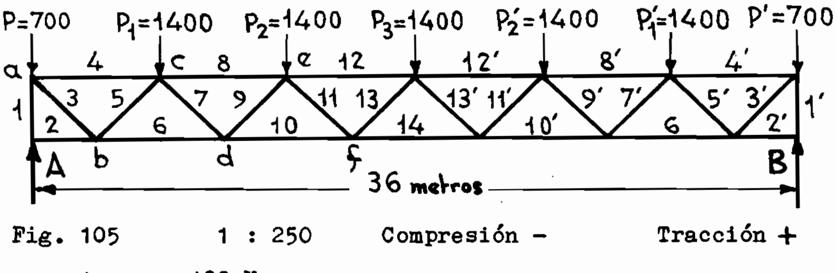


Fig. 105 1 : 250 Compresión − Tracción +

1 mm. = 100 Kg.

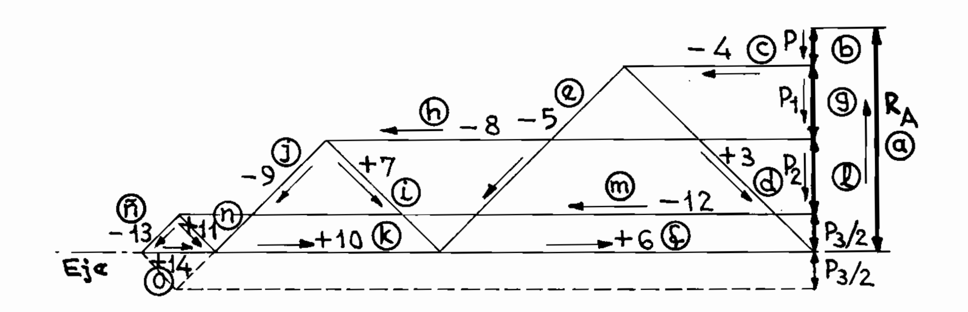


Fig. 106

En la parte inferior derecha se dibujará el diagrama poniendo las cargas a escala, y se trazarán paralelas a las barras de la viga con el orden que se indica en las letras encerradas en circunferencias. El orden que se toma en los nudos es de izquierda a derecha (a-b-c-d-e f), y en las barras y esfuerzos la dirección de las manillas del reloj. Las flechas indican la dirección del trazado, y por ellas se halla si

trabajan a compresión o tracción. Si la flecha se dirige hacía el nudo la barra trabaja a compresión, y si vá en dirección opuesta trabaja a tracción. A las barras comprimidas se les pondrá el signo –, y a las traccionadas el signo +. Midiendo con la misma escala que se dibujarón las cargas, la longitud de las diferentes barras en el CREMONA, nos dará el esfuerzo a que están sometidas cada una de ellas (Fig. 106).

La barra 1 y 2 no salen en el diagrama. La 1 trabaja a compresión con un esfuerzo igual a la reacción R_A, y la 2 no trabaja nada pero como sirve de unión, se le pone el mismo perfil que la barra 14 por razones constructivas.

El CREMONA no hará falta hacerlo nada más que hasta la mitad de las barras de la viga, ya que la otra mitad trabaja igual (teniendo en cuenta cargas simétricas). Para que el CREMONA esté bien hecho se tendrá que cumplir, que las barras y esfuerzos de cada nudo formen un polígono cerrado.

V i e n t o

Se tomará como superficie expuesta al viento, la suma de las superficies de las barras o perfiles en las vigas de celosía, y la del alma y cordones, en las de alma llena. Las barras que se encuentren tapadas por otras, y que su separación no sea superior a la anchura de las mismas, no se deberán tener en cuenta para los efectos del viento. Si las barras están tapadas por otras, y su separación es superior a la anchura, se le contará como superficie expuesta sólo el 75% de ellas.

En la presión del viento se tiene en cuenta la altura a que se encuentra la viga. La forma de cálculo es la siguiente:

Presión en kg. por 1 m2 de superficie = $1{,}6 \cdot x$

de 0 hasta 8 metros de altura x = 50
de 8 hasta 20 metros de altura x = 80
de 20 hasta 100 metros de altura x = 110
de 100 a más metros de altura x = 130

EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VIGA DE CELOSIA

Se tienen los siguientes datos; viga simplemente apoyada con 12 metros de luz, una carga centrada de 5 toneladas, expuesta al viento y está a una altura de 14 metros del suelo. T_{adm} = 1200 kg/cm2.

A l t u r a

$$\frac{\text{Luz}}{12} = \frac{12}{12} = 1 \text{ metro}$$

Número de vanos

Como está expuesta al viento la viga deberá llevar una celosía horizontal, para contrarrestar su esfuerzo, por lo tanto la viga constará de dos celosias verticales y dos horizontales.

Para hallar el número de vanos y la separación de las vigas verticales, habrá que hacer un tanteo dibujando los ejes a escala, y trazando las diagonales de manera que estén comprendidas entre los 40 y 55° (fig. 107 y 108).

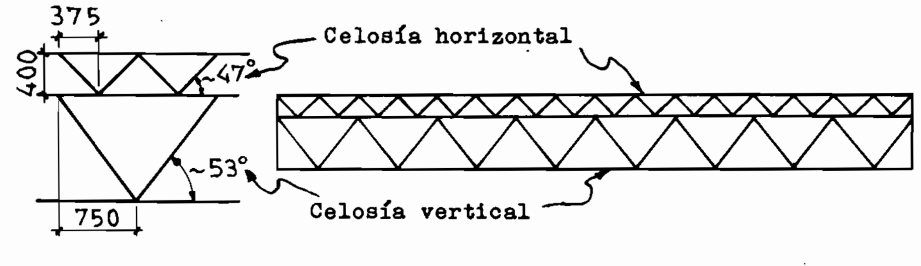


Fig. 107 Fig. 108

Peso propio de la viga

Para poder calcular la viga con exactitud hace falta conocer su peso propio, para ello se calculará primero la viga con la sobrecarga y se hallará su peso. Luego con éste peso propio más el de la sobrecarga, se hará el cálculo definitivo de la viga.

Para que el presente ejemplo resulte menos complicado, he calculado aparte el peso propio de la viga teniendo en cuenta la sobrecarga. Su peso en estas condiciones es de 550 kg. Por lo tanto el peso propio en cada nudo de cada celosía vertical será el siguiente:

$$550 : 16 \approx 35 \text{ Kg.}$$

Cálculo de una de las celosias verticales

Primero se hallará el esfuerzo a que está sometida cada barra, teniendo en cuenta el peso propio y la sobrecarga (se utilizará para ello el Cremona). A continuación se hallará el tipo de perfil adecuado para resistir los esfuerzos de tracción o compresión de cada barra, sacándolo de las tablas de las páginas 209 y 211 (fig. 109 - 110 y cuadro de esfuerzos 1).

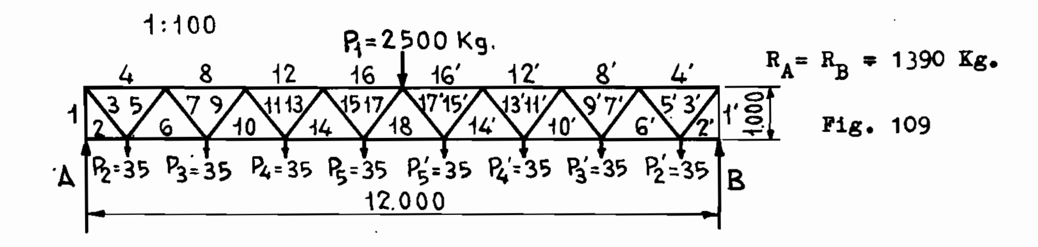


Fig. 109

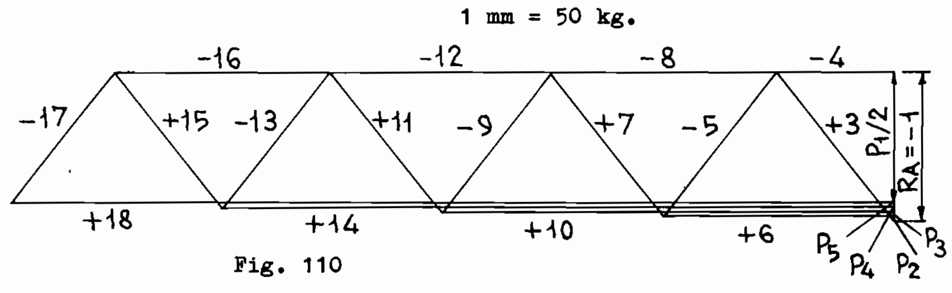


Fig. 110

Cuadro 1

Ver indicaciones sobre diagonales y montantes en la página 78 y 79

Por razones constructivas y de existencias de materiales, normalmente no se ponen perfiles menores que angular 35·35·4.

Barra nº	Luz m.	Tensión	Esfuerzo Kg.	Perfil ⅃
1	1,00	Compresión	1390	40·40·6
3	1,20	Tracción	1800	30·30·3
4	1,50	Compresión	1120	—
5	1,20	"	1750	45·45·7
6	1,50	Tracción	2170	—
7	1,20	"	1750	30·30·3
8	1,50	Compresión	3250	—
9	1,20	"	1700	45·45·7
10	1,50	Tracción	4260	—
11	1,20	"	1700	25·25·3
12	1,50	Compresión	5350	—
13	1,20	"	1650	45·45·7
14	1,50	Tracción	6350	—
15	1,20	"	1650	25·25·3
16	1,50	Compresión	7400	80·80·8
17	1,20	"	1600	45·45·7
18	1,50	Tracción	8400	50·50·9

Las barras 4, 8 y 12 no se calculan porque se ponen por razones constructivas, igual a la 16. Lo mismo ocurre con las barras 2, 6, 10 y 14 que se pondrán igual a la 18.

El cálculo de los perfiles de las diferentes barras está hecho para las vigas soldadas, para las remachadas habrá que tener en cuenta la debilitación de los agujeros de los remaches, en las barras traccionadas (en las comprimidas no hace falta porque están superdimensionadas para resistir el pandeo).

Cálculo de una de las celosias horizontales

La superficie total de las barras expuesta al viento será la siguiente:

Una celosía vertical.-

Barra 1 =	2 · 1 · 0,04	=	0,080 m2.
" 3 =	2 · 1,2 · 0,03	=	0,072 "
" 5 =	2 · 1,2 · 0,045	=	0,108 "
" 7 =	2 · 1,2 · 0,03	=	0,072 "
" 9 =	2 · 1,2 · 0,045	=	0,108 "
" 11 =	2 · 1,2 · 0,025	=	0,060 "
" 13 =	2 · 1,2 · 0,045	=	0,108 "
" 15 =	2 · 1,2 · 0,025	=	0,060 "
" 4-8-12-16 =	12 · 0,08	=	0,960 "
" 17 =	2 · 1,2 · 0,045	=	0,108 "
" 2-6-10-14-18 =	12 · 0,050	=	0,600 "
Total			2,336 m2.

Segunda celosía vertical.- Según las normas ya dichas a esta celosía sólo se le considerará el 75% de la superficie total, que será

0,75 · 2,336 = 1,75 m2.

Luego la superficie total expuesta al viento de toda la viga será la siguiente:

2,336 + 1,75 = 4,086 m2.

Presión del viento.- Como la viga está a una altura de 14 metros, tendremos que el coeficiente "x" es igual a 80, luego la presión del viento será la siguiente:

$$1,6 \cdot 80 \cdot 4,086 = 523 \text{ Kg.}$$

Como solo calculamos una celosía horizontal tendremos $\frac{523}{2}$ = = 262 Kg. que repartido entre los 16 nudos será 262 : 16 = 16,3 Kg. pero le pondremos 18 kg. por si hay que aumentar algún perfil. Ver figuras 111 y 112, y cuadro de esfuerzos 2.

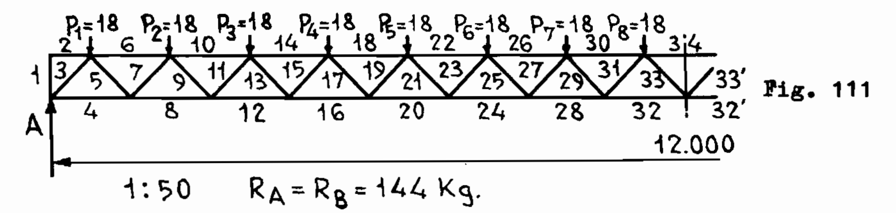


Fig. 111

1 mm = 7 kg.

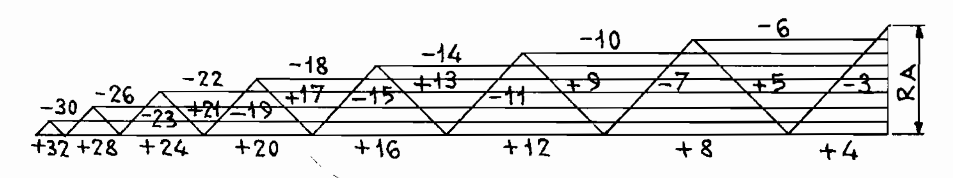


Fig. 112

Cuadro 2

Por razones constructivas y de existencia de materiales, normalmente no se ponen perfiles menores que angular de 35·35·4.

barra Nº	Luz m.	Tensión	Esfuerzo Kg.	Perfil ⅃
3	0,55	Compresión	197	20·20·3
5	0,55	Tracción	180	"
7	0,55	Compresión	180	"
9	0,55	Tracción	150	"
11	0,55	Compresión	150	"
13	0,55	Tracción	127	"
15	0,55	Compresión	127	"
17	0,55	Tracción	107	"
19	0,55	Compresión	107	"
21	0,55	Tracción	84	"
23	0,55	Compresión	84	"
25	0,55	Tracción	49	"
27	0,55	Compresión	49	"
29	0,55	Tracción	28	"
31	0,55	Compresión	28	"
30	0,75	"	1105	
32	0,75	Tracción	1125	

Las barras 1, 2, 33 y 34 no salen en el Cremona, y se pondrán las 2 y 34 como 30 y la 1 y 33 como las diagonales.

Como se puede ver, en ésta viga, los esfuerzos son muy peque-

ños en la celosía horizontal. Cuando son mayores y los perfiles de las diagonales son diferentes, se suelen poner todas las diagonales del perfil máximo que salga, dado que al hacer el cálculo empujando el viento por el otro lado, las barras que trabajan a compresión lo hacen a tracción, y las de tracción a compresión.

Al par y al tirante de la celosía vertical, se le tendrá que aumentar 1105 y 1125 Kg. de esfuerzo, y comprobar a ver si vale el mismo perfil.

Par . . . =	7400 + 1105 = 8505	Perfil ⅃ 75·75·10
Tirante . =	8400 + 1125 = 9525	" ⅃ 50·50·9

Por lo tanto se tendrá que cambiar solo el par al nuevo perfil.

Cálculo a pandeo del Par

También se tendrá que calcular el par a pandeo, para ver si vale la viga. La fórmula es la siguiente:

$$T_{trab} = \frac{P_c \cdot \omega}{S} \leq 1200 \quad ; \quad \frac{15122 \cdot 1,3}{28,2} = 697 \text{ Kg.}$$

luego vale, y se le podía haber dado menos separación a las celosias verticales.

$$P_c = \frac{Mf_m}{I_x} \cdot M_e = \frac{1500000}{104209,8} \cdot 1057,5 = 15122 \text{ Kg.}$$

P_c = Esfuerzo de compresión en el par

Mf_m = Valor medio del momento flector, en la zona de máximo esfuerzo. Como la carga central de la viga no la transmite otra viga de arriostramiento, se cogerá el máximo momento flector.

$$Mf_m = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{5000 \cdot 1200}{4} = 1500000 \text{ kg.cm.}$$

I_x = Momento de inercia de la sección completa de la viga, con respecto al eje x-x.

$$I_x = 2 \cdot \left[71,4 + (14,1 \cdot 37,5^2) \right] + 2 \cdot \left[17,9 + (8,24 \cdot 62,5^2) \right] = 104209,8 \text{ cm4.}$$

Para saber la situación del eje x-x se hallará gráficamente, suponiendo las secciones del cordón superior (28,2 cm2) e inferior (16,48 cm2) como fuerzas y hallando su resultante (ver figura 31).

M_e = Momento estático de los angulares del par

$$M_e = 14,1 \cdot 2 \cdot 37,5 = 1057,5 \text{ cm.}$$

ω = Coeficiente de esbeltez del cordón superior con respecto al eje y-y. Ver tablas de la página 226.

$$\lambda = \frac{l}{i_y} = \frac{1200}{\sqrt{\frac{2 \cdot \left[71,4 + (14,1 \cdot 20^2) \right]}{2 \cdot 14,1}}} = \frac{1200}{20} = 60 \qquad \omega = 1,3$$

Dibujo de la viga

En la página 79 viene el dibujo de la viga, con los detalles de los diferentes nudos soldados y remachados. También la contra flecha que hay que darle en el gálibo de armado. Los puntos intermedios de la contraflecha, se calcularán con la tabla de la página 80. Se indican igualmente las distancias a ejes de perfiles. Para el cálculo de los cordones de soldadura y los remaches, se consultará con los capitulos correspondientes.

En el plano se dibujarán también a escala 1 : 5 todos los nudos diferentes que tenga, con sus cotas, espesores y longitudes de cordones, etc.

Las vigas remachadas serán lo mismo, pero con las uniones entre perfiles unidas por remaches. En la figura nº 113 se dibuja el nudo del detalle A.

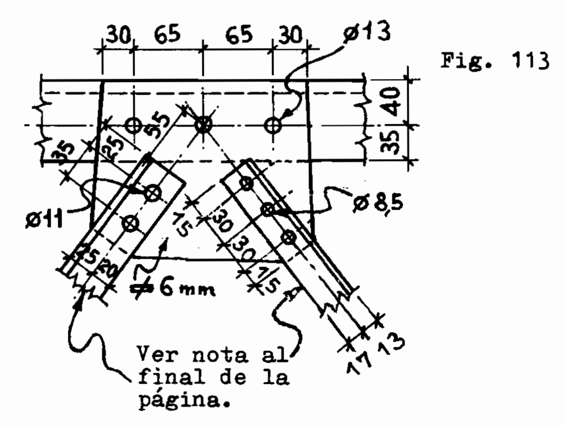


Fig. 113

OTRAS VIGAS DE CELOSIA

Para vigas que tengan que soportar más carga se tendrán que poner dos perfiles unidos, para el par y el tirante de cada celosia vertical. Seguidamente se pueden ver dibujadas varias soluciones, para vigas soldadas y para las remachadas (Fig. 114 y 115).

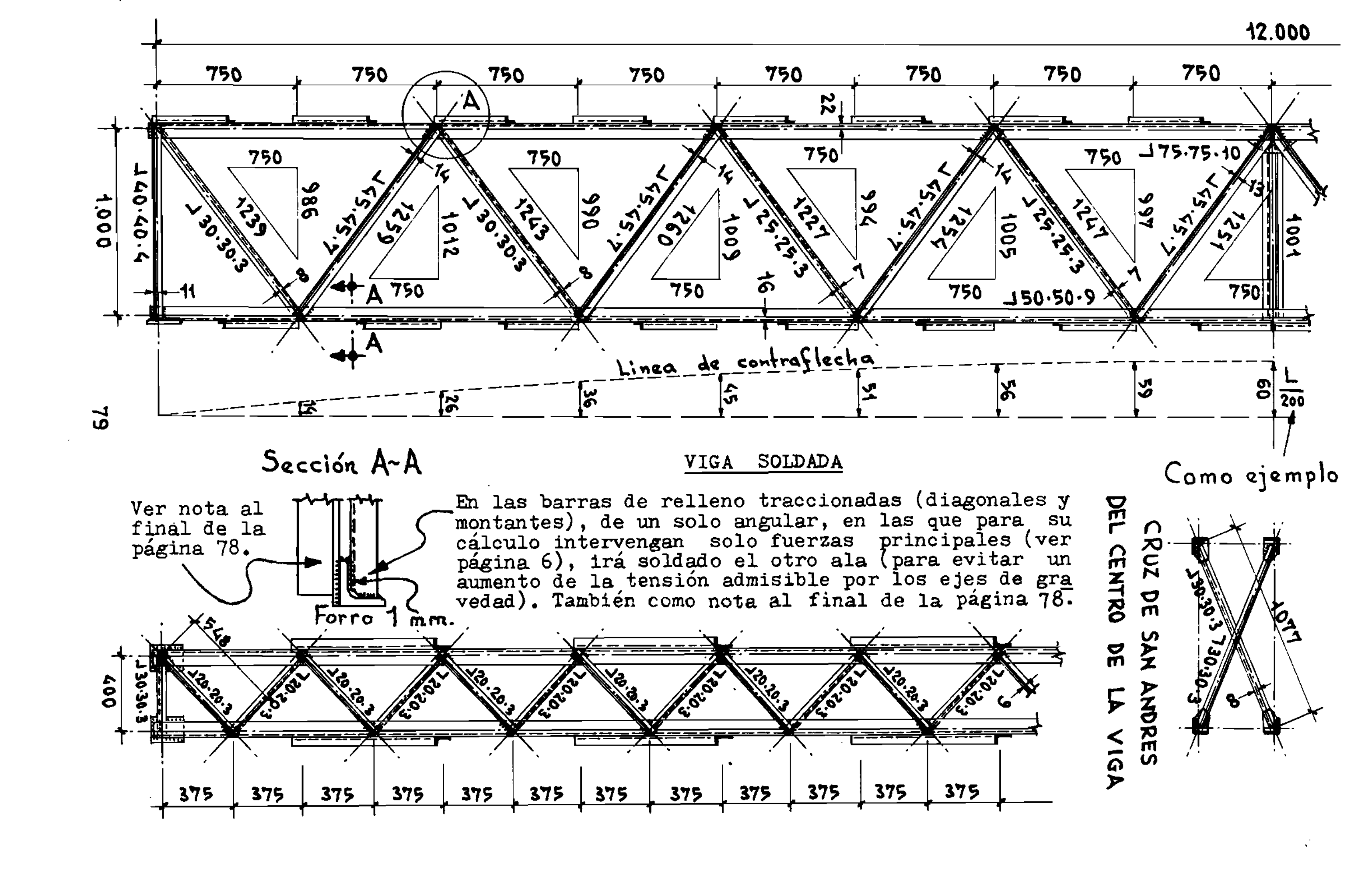
Soldadas

Fig. 114

Remachadas

Fig. 115

N O T A: Barras tracción ó compresión de relleno(diagonales y montantes), de un solo angular, en las que para su cálculo solo intervengan fuerzas principales (ver página 6), se calcularán como si fueran con los extremos articulados, y sin tener en cuenta el eje de gravedad, pero aumentandoles un 25% a la carga (para evitar un aumento de la tensión admisible).


12.000
750
A
22
1.000
⅃40·40·4
11
⅃30·30·3
⅃45·45·7
⅃25·25·3
⅃75·75·10
⅃50·50·9
Linea de contraflecha
L/200
Como ejemplo
Sección A-A
VIGA SOLDADA
Ver nota al final de la página 78.
En las barras de relleno traccionadas (diagonales y montantes), de un solo angular, en las que para su cálculo intervengan solo fuerzas principales (ver página 6), irá soldado el otro ala (para evitar un aumento de la tensión admisible por los ejes de gravedad). También como nota al final de la página 78.
Forro 1 m.m.
CRUZ DE SAN ANDRES DEL CENTRO DE LA VIGA
1077
⅃30·30·3
548
400
⅃20·20·3
375

Cálculo de las contraflechas en los vanos intermedios de las vigas de celosía, conociendo la del centro.

Fórmula: $y_x = \alpha \cdot f$

Nº tot. va-nos	Factor α para el cálculo de la altura "y" según el número n de vanos															Nº tot. van.
	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	n_6	n_7	n_8	n_9	n_{10}	n_{11}	n_{12}	n_{13}	n_{14}	n_{15}	
4	0,750	1,000														4
5	0,640	0,960														5
6	0,556	0,889	1,000													6
7	0,490	0,816	0,980													7
8	0,438	0,750	0,938	1,000												8
9	0,395	0,691	0,889	0,988												9
10	0,360	0,640	0,840	0,960	1,000											10
11	0,331	0,595	0,793	0,926	0,992											11
12	0,306	0,556	0,750	0,889	0,972	1,000										12
13	0,284	0,521	0,710	0,852	0,947	0,994										13
14	0,265	0,490	0,673	0,816	0,918	0,980	1,000									14
15	0,249	0,462	0,640	0,782	0,889	0,960	0,996									15
16	0,234	0,438	0,609	0,750	0,859	0,938	0,984	1,000								16
17	0,221	0,415	0,582	0,720	0,830	0,913	0,969	0,996								17
18	0,210	0,395	0,556	0,691	0,802	0,889	0,951	0,988	1,000							18
19	0,199	0,377	0,532	0,665	0,776	0,864	0,931	0,975	0,997							19
20	0,190	0,360	0,510	0,640	0,750	0,840	0,910	0,960	0,990	1,000						20
21	0,181	0,344	0,490	0,617	0,726	0,816	0,889	0,944	0,980	0,998						21
22	0,174	0,331	0,471	0,595	0,702	0,793	0,867	0,926	0,967	0,992	1,000					22
23	0,166	0,318	0,454	0,575	0,680	0,771	0,847	0,907	0,953	0,983	0,998					23
24	0,160	0,306	0,438	0,556	0,660	0,750	0,826	0,889	0,938	0,972	0,993	1,000				24
25	0,154	0,294	0,422	0,538	0,640	0,730	0,806	0,870	0,922	0,960	0,986	0,998				25
26	0,148	0,284	0,408	0,521	0,621	0,710	0,787	0,852	0,905	0,947	0,976	0,994	1,000			26
27	0,142	0,274	0,395	0,505	0,604	0,691	0,768	0,834	0,889	0,933	0,966	0,988	0,999			27
28	0,138	0,265	0,383	0,490	0,587	0,673	0,750	0,816	0,872	0,918	0,954	0,980	0,995	1,000		28
29	0,133	0,257	0,371	0,476	0,571	0,656	0,732	0,799	0,856	0,904	0,942	0,970	0,989	0,999		29
30	0,129	0,249	0,360	0,462	0,556	0,640	0,716	0,782	0,840	0,889	0,929	0,960	0,982	0,996	1,000	30

3 SOPORTES

I N T R O D U C C I O N

Los soportes metálicos están constituidos por uno, dos o varios perfiles laminados, unidos entre sí por unos elementos llamados presillas.

La misión del soporte es la de sujetar las vigas, cerchas u otros elementos que apoyen sobre él, y, de transmitir la carga a los fundamentos.

La longitud de los soportes en relación a su sección es mucho mayor, por lo tanto los soportes están sometidos a pandeo.

TIPOS DE SOPORTES

Según la rigidez de los extremos de los soportes, existen cuatro tipos diferentes. En la figura 116 se pueden ver esquemáticamente los cuatro tipos.

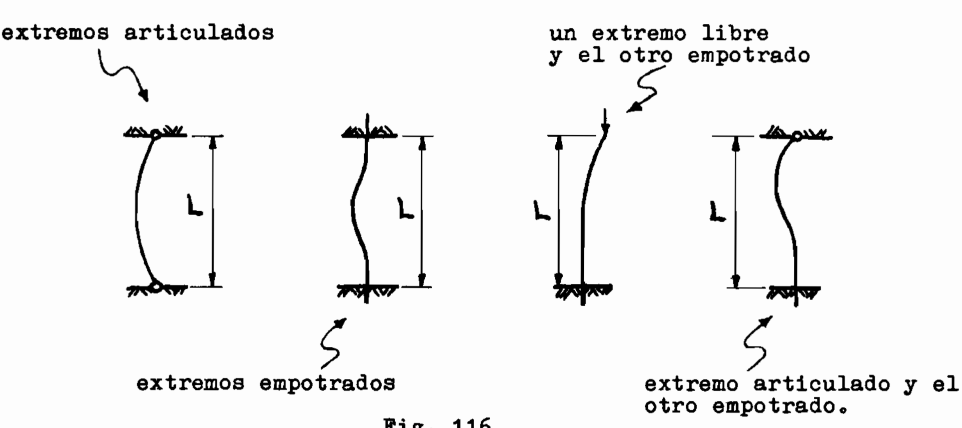


Fig. 116

E S B E L T E Z

La esbeltez de los soportes en cada tipo de ellos, se calculará según el reglamento alemán, por las fórmulas siguientes:

Soportes con los extremos articulados.-

$$\lambda = \frac{\text{Longitud entre los extremos articulados}}{\text{radio de giro } \underline{\text{mínimo}} \text{ de la sección}} = \frac{L}{i}$$

Soportes con los extremos empotrados.-

$$\lambda = \frac{\text{Longitud entre los extremos empotrados}}{2 \cdot \text{radio de giro } \underline{\text{mínimo}} \text{ de la sección}} = \frac{L}{2 \cdot i}$$

Soportes con un extremo libre y el otro empotrado.-

$$\lambda = \frac{\text{Longitud entre el extremo libre y el empotrado} \cdot 2}{\text{radio de giro } \underline{\text{mínimo}} \text{ de la sección}} = \frac{L \cdot 2}{i}$$

Soportes con un extremo articulado y el otro empotrado.-

$$\lambda = \frac{\text{Longitud entre el extremo articulado y el empotrado}}{\text{radio de giro \underline{mínimo} de la sección} \cdot \sqrt{2}} = \frac{L}{i \cdot \sqrt{2}}$$

El coeficiente de seguridad con estas fórmulas es de 3,5.

La esbeltez máxima admisible en los soportes es de 250.

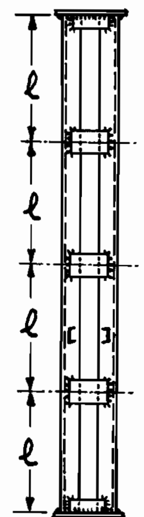
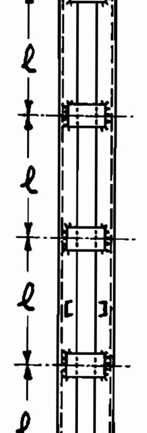



Fig. 117

P R E S I L L A S

En los soportes de dos perfiles laminados, los ejes de las presillas, se colocarán con una separación igual o menor de 50 veces, el radio de giro mínimo de <u>uno</u> de los perfiles del soporte (esta norma vale también para barras de celosía que trabajen a compresión).

Las presillas se colocarán de forma que la separación entre ellas, sea igual o aproximadamente igual en todas (fig. 117).

El número de presillas interiores será de dos como mínimo, para que estén por lo menos, entre cada tercio del soporte.

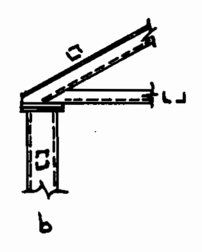
CARGAS EN LOS SOPORTES

Centradas

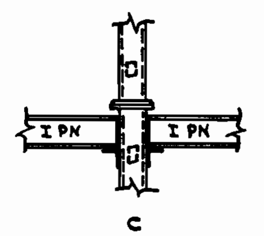
Las cargas producidas por el apoyo de vigas, cerchas, jácenas, etc., encima de los soportes son centradas. Las vigas que apoyan lateralmente en los soportes, también se consideran como cargas centradas (Fig. 118).



a



b



c

Fig. 118

Descentradas

Las cargas producidas por el apoyo de las vigas carril de un puente grúa, se consideran descentradas. En éste caso el soporte además de estar sometido a compresión, lo está también a flexión. (Fig. 119)

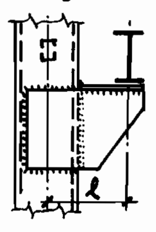
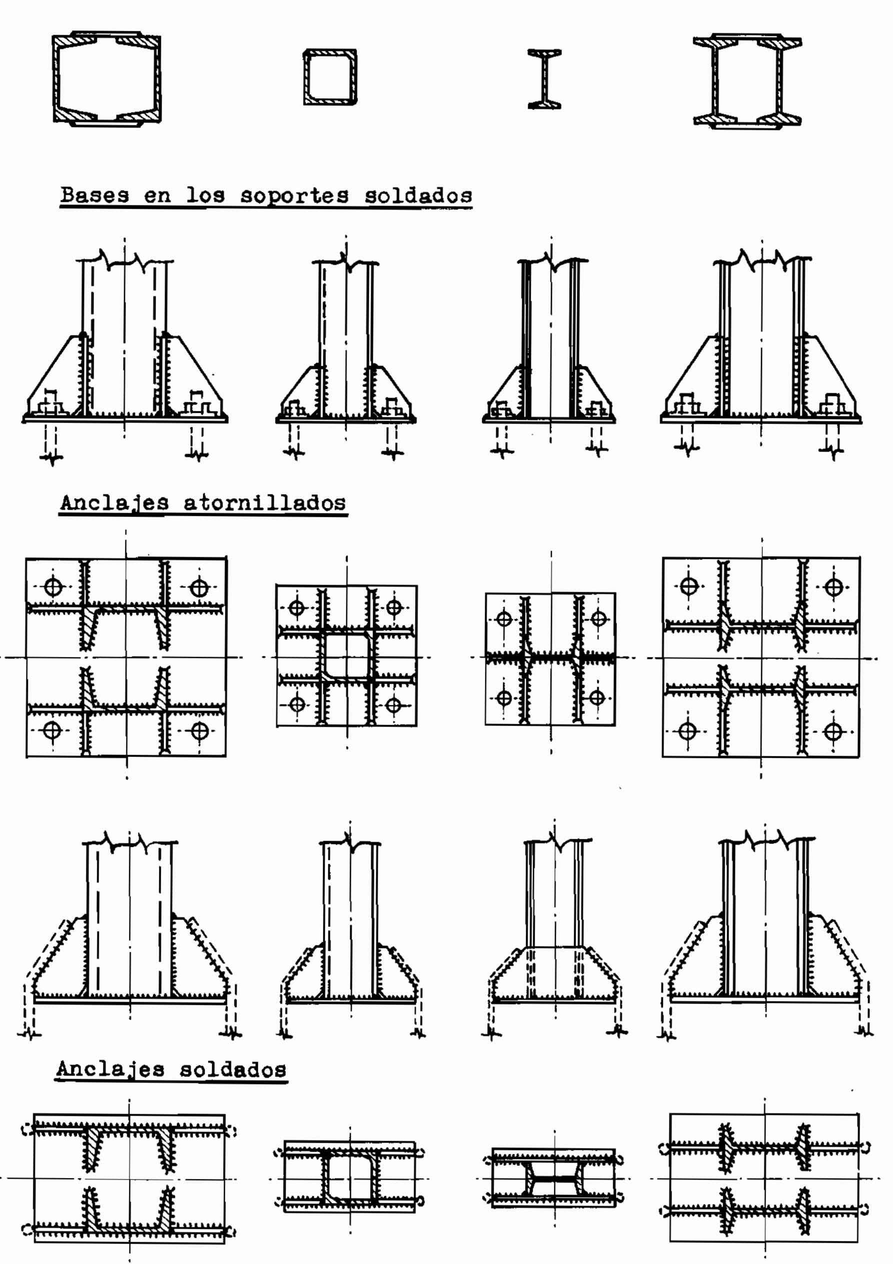


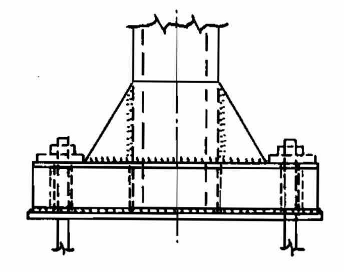
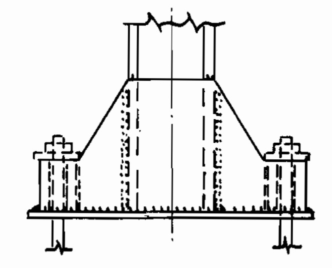
Fig. 119

DISPOSICION PRINCIPAL DE LOS PERFILES EN LOS SOPORTES

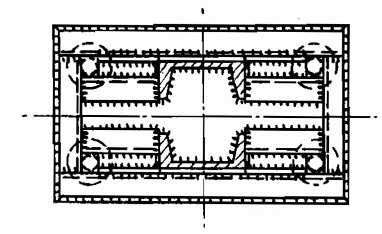
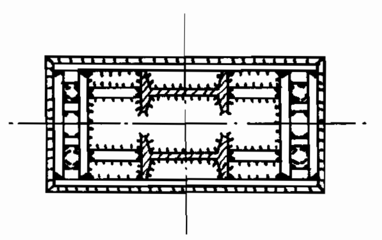
(Varias figuras)

Parte central en los soportes soldados

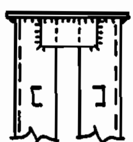
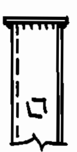
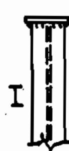
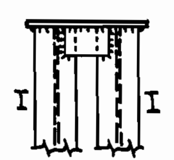


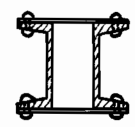
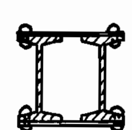
Anclajes atornillados

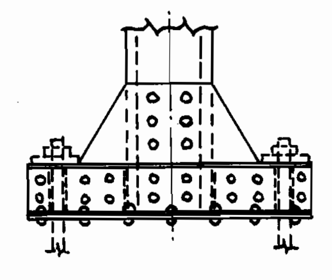
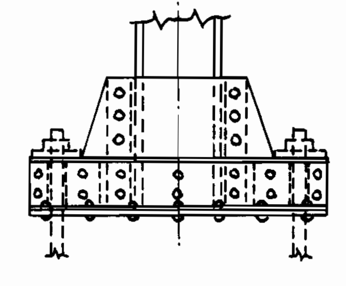
Parte superior en los soportes soldados

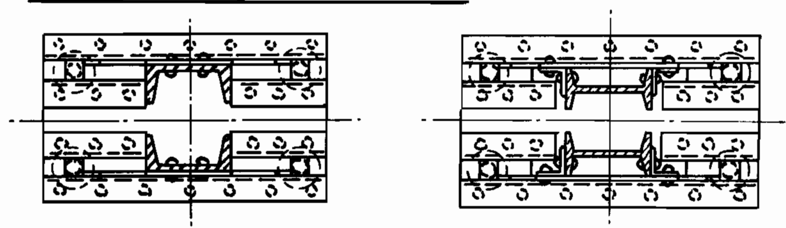
Parte central en los soportes remachados

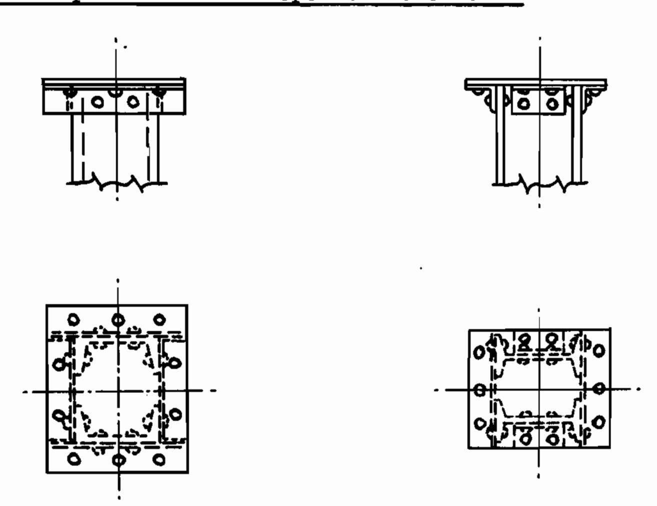
Bases en los soportes remachados

Bases en los soportes remachados



Parte superior en los soportes remachados

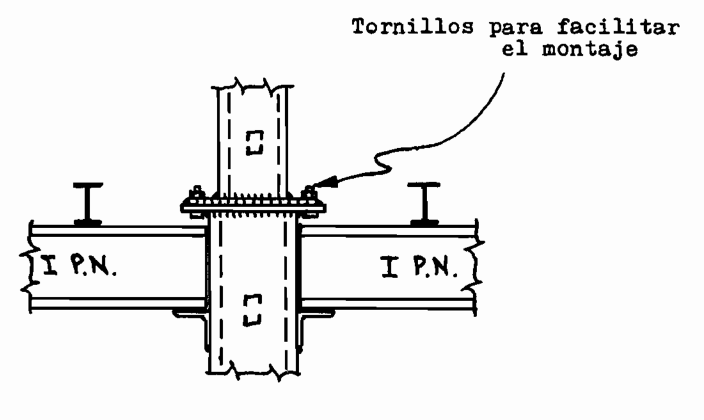


EMPALMES DE SOPORTES

(Fig. 120 y 121)

Soportes soldados

Fig. 120



Soportes remachados

La sección de todos los remaches de todo un lado del empalme será la siguiente:

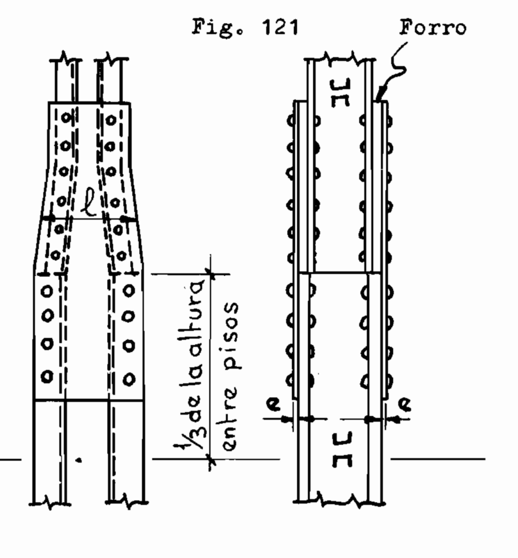
$$S = \frac{\text{Carga del soporte}}{\text{tensión admisible en los remaches}}$$

Sección del cubrejuntas

$2 \cdot l \cdot e \cdot T_{adm}$ = Carga del soporte

Altura superior de piso

Fig. 121



CALCULO DE SOPORTES CON CARGA CENTRADA

1).- Soporte con extremos articulados (figs. 122 y 123). S = sección de los dos perfiles. ω = ver página 226. λ = esbeltez.

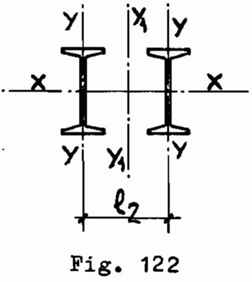


Fig. 122

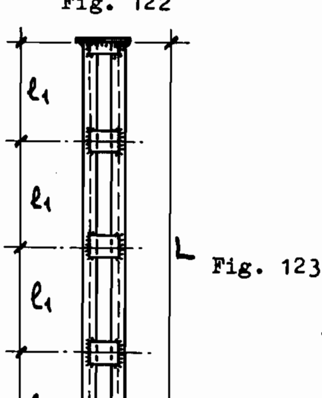


Fig. 123

La carga máxima que resiste el soporte con respecto al eje x-x es igual a:

$$P = \frac{T_{trab} \cdot S}{\omega_x} \quad \left(\lambda_x = \frac{L}{i_x}\right)$$

y con respecto al eje y_1-y_1

$$P = \frac{T_{trab} \cdot S}{\omega_{y_1 \text{ ideal}}} \quad \left(\lambda_{y_1 \text{ ideal}} = \sqrt{\lambda_{y_1}^2 + \lambda_y^2}\right)$$

Por lo tanto interesa que resista la misma carga en los dos ejes. Para ello es necesario que sean iguales los dos coeficientes de pandeo $\omega_x = \omega_{y_1 \text{ ideal}}$, o lo que es lo mismo las dos esbelteces $\lambda_x = \lambda_{y_1 \text{ideal}}$ que es igual a

$$\frac{L}{i_x} = \sqrt{\left(\frac{L}{i_{y_1}}\right)^2 + \left(\frac{l_1}{i_y}\right)^2} \quad ó$$

$$\frac{L}{i_x} = \sqrt{\left(\frac{L}{\sqrt{\dfrac{2\cdot I_y + S'\cdot(\frac{l_2}{2})^2\cdot 2}{2\cdot S'}}}\right)^2 + \left(\frac{l_1}{i_y}\right)^2}$$

y lo conseguiremos despejando l_2 y poniendo los perfiles a la separación que salga

$$l_2 = 2\cdot\sqrt{\frac{\left[\dfrac{L^2}{(\frac{L}{i_x})^2 - (\frac{l_1}{i_y})^2}\cdot S'\right] - I_y}{S'}} \leq 20\cdot i_y$$

S' = sección de un perfil. I_y = momento de inercia de un solo perfil.

2).- En los soportes con extremos empotrados, uno libre y otro empotrado, y uno articulado y otro empotrado, se usarán las mismas fórmulas pero cambiando el coeficiente de pandeo y la esbeltez correspondiente. Ejemplo de extremos empotrados:

$$P = \frac{T_{adm}\cdot S}{\omega_x} \left\{ (\lambda_x = \frac{L/2}{i_x}); \quad l_2 = 2\cdot\sqrt{\frac{\left[\dfrac{(L/2)^2}{(\frac{L/2}{i_x})^2 - (\frac{l_1}{i_y})^2}\cdot S'\right] - I_y}{S'}} \leq 20\cdot i_y \right.$$

S' = sección de un perfil
I_y = momento de inercia de un solo perfil

Ejemplo de cálculo de un soporte

Tipo de soporte, extremos articulados. Altura del soporte 3,5 metros. Carga 33 toneladas. T_{adm} = 1200 Kg/cm2. Perfiles 2 I.

Fórmula $$P = \frac{1200\cdot S}{\omega_x} = 33 \text{ toneladas}$$

Se irá probando por tanteo los diferentes perfiles, hasta llegar al ideal que en este caso son 2 I PN 14. Tendremos que:

$$\lambda_x = \frac{350}{5,61} = 62 \qquad \omega_x = 1,32$$ ver página 226

$$P = \frac{1200\cdot 36,6}{1,32} = 33300 \text{ Kg.}$$

Como tiene 3,5 metros y la separación máxima admisible de las presillas es 0,7 metros ($50\cdot i_y$), podremos poner cinco vanos ya que $5\cdot 0,7 = 3,5$ metros. La separación que le tenemos que dar a los perfiles, la obtendremos de la fórmula siguiente:

(para el cálculo de las presillas ver páginas 140 y 170)

$$l_2 = 2 \cdot \sqrt{\frac{\left[\frac{350^2}{(\frac{350}{5{,}61})^2 - (\frac{70}{1{,}4})^2} \cdot 18{,}3\right] - 35{,}2}{18{,}3}} = 2 \cdot 9{,}3 = 18{,}6 \text{ cm.}$$

Para los soportes de edificios y otros, se tendrá que tener en cuenta para su cálculo el momento que le producen las vigas soldadas. Ver páginas 57, 236 y 278.

CALCULO DE SOPORTES SOMETIDOS A FLEXION

Este caso es el de un soporte que tiene que resistir el esfuerzo del viento en una valla o pared, estando un extremo libre y el otro empotrado (figs. 124 y 125).

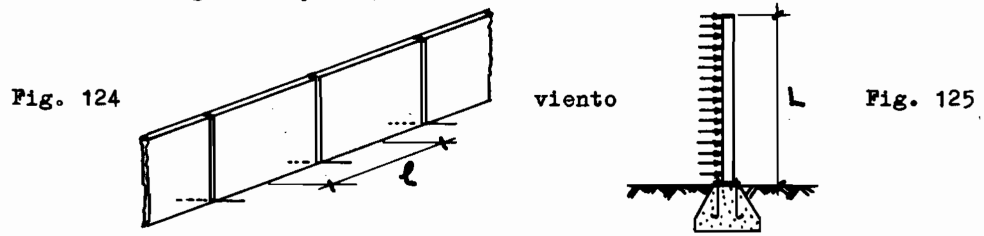


Fig. 124 Fig. 125

Se consigue un empotramiento, cuando la base, los anclajes y los fundamentos están calculados para resistir los esfuerzos de vuelco

La presión del viento sobre cada soporte será:

$$L \cdot l \cdot V = C \quad ; \quad (V = 1{,}6 \cdot x)$$

V = Presión del viento por m2. de superficie. Para el valor "x" ver página 223.

El momento que tiene que resistir el soporte será:

$$M_f = \frac{C \cdot L}{2}$$

Como se puede ver este caso es el de una viga en voladizo con carga uniformemente repartida, cuyo momento flector es el que se ha dado anteriormente. Por lo tanto, el momento resistente necesario es:

$$R_x = \frac{M_f}{T_{adm}}$$

y con él se podrá buscar, en las tablas, el perfil correspondiente.

Ejemplo de cálculo de un soporte

Tipo de soporte, libre en un extremo y empotrado en el otro. Altura del soporte 4 metros. Distancia entre los soportes 6 metros. Perfil 1 I. T_{adm} = 1200 Kg/cm2.

Presión del viento = $4 \cdot 6 \cdot 80$ = 1920 Kgs.

$$\text{Momento flector} = \frac{1920 \cdot 400}{2} = 384000 \text{ Kg. cm.}$$

$$\text{Momento resistente necesario } R_x = \frac{384000}{1200} = 320 \text{ cm3.}$$

que mirando en las tablas de perfiles nos dará una I.PN. 24.

CALCULO DE SOPORTES CON CARGA CENTRADA Y DESCENTRADA

El caso más corriente es el de una nave cerrada, con puente - grúa. Aquí hay que tener en cuenta, el peso de la viga carrilera + puente grúa, los esfuerzos de frenado de éste, y la acción del viento sobre la cubierta y muros de la nave. (Fig. 126). P_9 = esfuerzo de frenado. P_{10} = esfuerzo de frenado en sentido longitudinal a la nave. P_3 = esfuerzo del viento sobre la cubierta.

Para el ejemplo de una nave sin puente grúa, sirve este mismo pero quitando los esfuerzos del puente grúa.

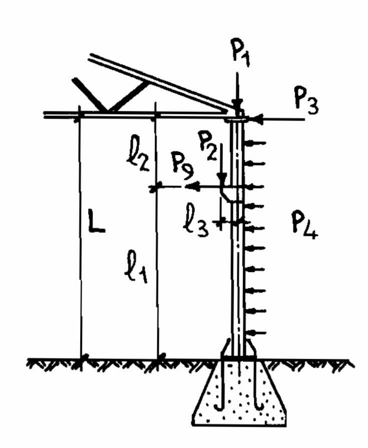


Fig. 126

En este caso el soporte trabaja a compresión y a flexión, por lo tanto la suma de los dos esfuerzos a que están sometidos los perfiles, deberá ser igual o menor que la tensión de trabajo admisible.

Esfuerzo de compresión

$$T_{trab} = \frac{(P_1 + P_2) \cdot \omega_x}{S}$$

Esfuerzo de flexión (vuelco)

$$Mf_{P_3} = P_3 \cdot L \; ; \quad Mf_{P_4} = \frac{P_4 \cdot L}{2} \; ; \quad Mf_{P_2} = P_2 \cdot l_3 \; ; \quad Mf_{P_9} = P_9 \cdot l_1 \; ;$$

$$Mf_{P_{10}} = P_{10} \cdot l_1 \; ; \quad T_{trab} = \frac{Mf_{P_3} + Mf_{P_4} + Mf_{P_2} + Mf_{P_9} + Mf_{P_{10}}}{R_x}$$

Respecto a P_{10} suponiendo $R_{y1} = R_x$ para dar más sencillez al cálculo, y teniendo en cuenta un soporte compuesto por dos perfiles.

Trabajo total del soporte

$$T_{trab} = \frac{(P_1 + P_2) \cdot \omega_x}{S} + \frac{Mf_{P_3} + Mf_{P_4} + Mf_{P_2} + Mf_{P_9} + Mf_{P_{10}}}{R_x}$$

N O T A: Se deberá comprobar también la flecha del soporte para evitar que sea excesiva.

Ejemplo de cálculo de un soporte

Soporte articulado en un extremo y empotrado en el otro. Altura del soporte 8 metros. P_1 = 1500 Kg. P_2 = 5000 Kg. P_3 = 1000 Kg. P_4 = 3000 Kg. P_9 = 500 Kg. P_{10} = 300 Kg. l_1 = 6 metros. l_2 = 2 metros. l_3 = 0,35 metros. Perfiles 2 I. T_{adm} = 1200 kg/cm2.

Se irán probando por tanteo los diferentes perfiles, hasta llegar al ideal que en este caso son 2 I.PN. 36.

Esfuerzo de compresión

$$\lambda = \frac{L}{\sqrt{2} \cdot i_x} = \frac{800}{1,41 \cdot 14,2} = 40 \qquad \omega_x = 1,14$$

$$T_{trab} = \frac{(1500+5000) \cdot 1,14}{194} = 38 \text{ Kg/cm2.}$$

Esfuerzo de flexión (vuelco)

$$Mf_{P_3} = 1000 \cdot 800 = 800000 \text{ Kg.cm.}; \quad Mf_{P_4} = \frac{3000 \cdot 800}{2} = 1200000 \text{ Kg.cm.}$$

$$Mf_{P_2} = 5000 \cdot 35 = 175000 \text{ Kg.cm.}; \quad Mf_{P_9} = 500 \cdot 600 = 300000 \text{ Kg.cm.};$$

$$Mf_{P_{10}} = 300 \cdot 600 = 180000 \text{ Kg.cm.}$$

$$T_{trab} = \frac{800000 + 1200000 + 175000 + 300000 + 180000}{2180} = 1217 \text{ Kg/cm2.}$$

Tensión total de trabajo

$$T_{trab} = 38 + 1217 = 1255 \text{ Kg/cm2.} \approx 1200 \text{ Kg/cm2.}$$

F l e c h a

$$f = \frac{292 \cdot 600^3 + 1000 \cdot 800^3 + 3000 \cdot 400^3 + 500 \cdot 600^3}{3 \cdot 2100000 \cdot 39220} = 3,4 \text{ cm.};$$

$$\frac{800}{250} = 3,2 \text{ cm. luego vale}$$

$$P_{9'} = \frac{P_2 \cdot l_3}{l_1} = 292$$

CALCULO DE LOS EXTREMOS DE LOS SOPORTES

La parte superior de los soportes, se proyectará con arreglo a las normas de disposición dadas anteriormente. La chapa superior deberá ser en dimensiones y espesor, lo suficientemente grande para poder transmitir el esfuerzo de la carga, a los perfiles centrales. Los remaches o soldadura de unión entre los perfiles centrales y la chapa superior, deberán resistir como mínimo el esfuerzo de la carga del soporte.

Las bases de los soportes se proyectarán con arreglo a las normas de disposición, dadas anteriormente. La chapa de la base y las cartelas deberán ser en dimensiones y en espesor, lo suficientemente grandes para poder transmitir el esfuerzo de la carga, al fundamento de hormigón, así como también para poder resistir el esfuerzo de vuelco, que se anula por medio de los anclajes. Los remaches o soldadura de unión entre los perfiles centrales y la chapa de la base, deberán resistir como mínimo el esfuerzo de la carga del soporte, así como también el esfuerzo de vuelco.

Cálculo de las dimensiones de la placa de la base en soportes con carga centrada (soportes edificios). (Fig. 127)

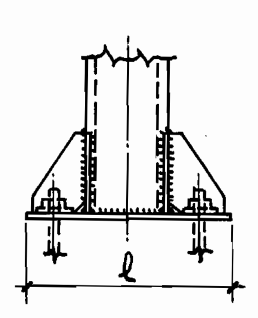


Fig. 127

$$a \cdot l \geq \frac{P}{T_{trab}\ \text{hormg.}}$$

P = carga del soporte en Kg. a = anchura de la base en cm. l en cm.

Cálculo de las dimensiones de la placa de la base en soportes con carga centrada y descentrada. (Fig. 128)

(ver ejemplo anterior página 92).

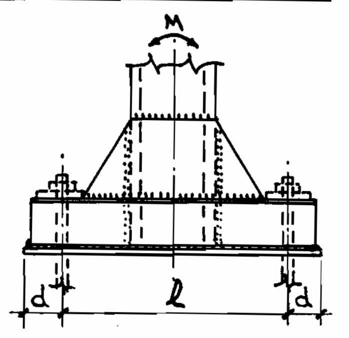


Fig. 128

Esfuerzo de compresión

$$P_1 + P_2 + P_{sop} = P_c$$

(P_{sop} = Peso del soporte)

Esfuerzo de flexión (vuelco)

$$(P_3 \cdot L) + \left(\frac{P_4 \cdot L}{2}\right) + (P_2 \cdot l_3) + (P_9 \cdot l_1) = Mf$$

Cálculo de la medida l

$$l = \frac{x \cdot P_c}{4 \cdot a} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 \cdot a}{x \cdot P_c} \cdot \left(2 \cdot \frac{Mf}{P_c} - d\right)} \right]$$

a = anchura de la base en cm.

Tensión de trabajo del hormigón			Tensión de trabajo del anclaje 800 Kg cm2.	Tensión de trabajo del anclaje 1067 Kg/cm2.
25	Kg/cm2.	x =	0,239	0,281
30	"	x =	0,182	0,210
35	"	x =	0,145	0,166
40	"	x =	0,120	0,136
45	"	x =	0,102	0,115

Ejemplo de cálculo de las dimensiones de la placa de la base en el soporte con carga centrada y descentrada del ejemplo de la página 92.

Peso del soporte 1500 kg. Trabajo del hormigón 30 kg/cm2.
Anchura a = 60 cm. Medida d = 8 cm.

Esfuerzo de compresión

$$P_c = 1500 + 5000 + 1500 = 8000 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de flexión (vuelco)

transversal a la nave

$$Mf = 800000 + 1200000 + 175000 + 300000 = 2475000 \text{ kg. cm.}$$

longitudinal a la nave

$$Mf = 300 \cdot 600 = 180000 \text{ Kg.cm.}$$

Separación entre anclajes

transversal a la nave

$$l_a = \frac{0,182 \cdot 8000}{4 \cdot 60} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 60}{0,182 \cdot 8000} \cdot \left(2 \cdot \frac{2475000}{8000} - 8\right)} \right] = 90 \text{ cm.}$$

longitudinal a la nave

$$l_b = \frac{0,182 \cdot 8000}{4 \cdot 90} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 90}{0,182 \cdot 8000} \cdot \left(2 \cdot \frac{180000}{8000} - 3\right)} \right] = 22,4 \text{ cm.}$$

Estas separaciones de anclajes son las mínimas admisibles para el hormigón. Como con ellas hacen falta unos anclajes de mucho diámetro, se pondrá para l_a = 1400 mm. y para l_b = 408 mm.

Cálculo de la sección del acartelamiento de la base en soportes con carga centrada (soportes edificios).

Estos soportes aunque no trabajan a flexión, su acartelamiento está sometido a este esfuerzo debido a la carga vertical. Por lo tanto se calcularán los extremos de las bases, como si fuera una viga

en voladizo con carga uniformemente repartida (ya que se supone indesformable la parte central dónde apoya el soporte) Ver figura 129.

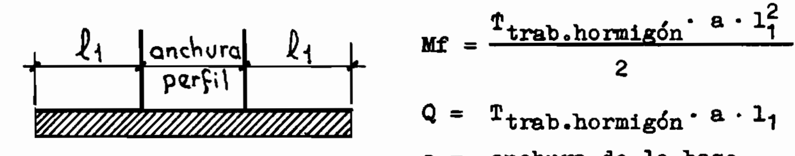


Fig. 129

$$Mf = \frac{T_{trab.hormigón} \cdot a \cdot l_1^2}{2}$$

$$Q = T_{trab.hormigón} \cdot a \cdot l_1$$

a = anchura de la base

El momento resistente del acartelamiento en el sitio de unión con el perfil, deberá resistir el momento flector.

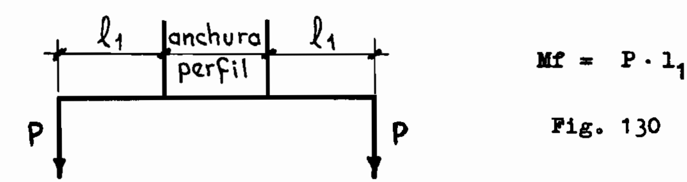
$$T_{trab} = \frac{Mf}{R} \leq T_{adm}$$

La tensión cortante será la siguiente:

$$T_{cor} = \frac{Q}{\text{Sección acartelamiento}} \leq T_{adm} \text{ cor.}$$

<u>Cálculo de la sección del acartelamiento de la base en soportes con - carga centrada y descentrada</u>.

Para estos soportes se podrá tomar el esfuerzo que tienen que resistir los anclajes, y calcular el acartelamiento como si fuera una viga en voladizo con carga concentrada en el extremo. Ver figura 130.



$$Mf = P \cdot l_1$$

Fig. 130

El momento resistente del acartelamiento en el sitio de unión con el perfil, deberá resistir el momento flector.

$$T_{trab} = \frac{Mf}{R} \leq T_{adm}$$

La tensión cortante será la siguiente:

$$T_{cor} = \frac{P}{\text{Sección acartelamiento}} \leq T_{adm} \text{ cor}$$

<u>Ejemplo de cálculo del acartelamiento de la base del soporte del ejemplo de la página 92</u>. T_{adm} = 1200 Kg/cm2. (Fig. 131 y 132)

<u>Datos conocidos</u>

Anchura perfil = 360 mm.

P = 17280 Kg. ver página 98

Anchura de la base = 60 cm.

T_{trab} del hormigón = 30 Kg/cm2.

l_a = 1400 mm.

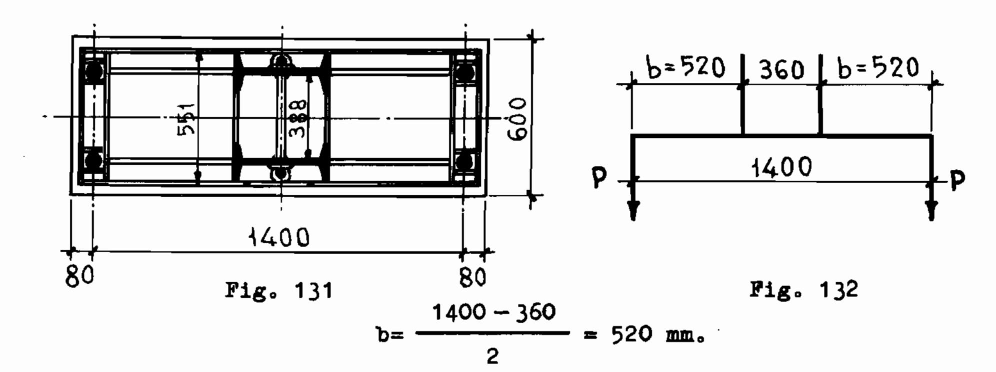


Fig. 131 Fig. 132

$$b = \frac{1400 - 360}{2} = 520 \text{ mm.}$$

Momento de flexión

$$Mf = 17280 \cdot 52 = 898560 \text{ Kg.cm.} \qquad R_x = \frac{898560}{1200} = 748,8 \text{ cm3.}$$

Considerando la altura de las cartelas en la unión con las I. PN. 36 de 300 mm., podremos poner dos interiores de 1,5·30 cm., y dos exteriores de 1 · 30 cm., que suman el siguiente momento resistente:

$$\text{Cartelas exteriores} = 2 \cdot \frac{1 \cdot 30^2}{6} = 300 \text{ cm3.}$$

$$\text{Cartelas interiores} = 2 \cdot \frac{1,5 \cdot 30^2}{6} = 450 \text{ cm3.}$$

Total 300 + 450 = 750 cm3.

Dado que los otros dos anclajes van soldados a la cartela de 10 mm. no hará falta calcular otra, pero pondremos una chapa de 20 mm. que transmita el esfuerzo al alma de las vigas.

En todo el cálculo anterior se ha despreciado el espesor de la chapa de la base, que la pondremos de 18 mm.

La tensión cortante en la soldadura de unión con las I. PN. 36 teniendo en cuenta que van soldadas, será la siguiente:

$$T_{cor} = \frac{17280}{150} = 115 \text{ Kg/cm2.} < 780 \text{ Kg/cm2. luego vale}$$

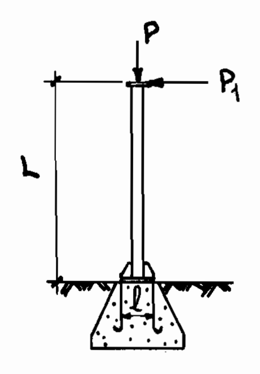
CALCULO DE LOS ANCLAJES EN LOS SOPORTES CON CARGA CENTRADA (SOPORTES DE EDIFICIOS)

Teóricamente estos soportes no necesitan anclaje, ya que no están sometidos a ningún momento de flexión, sin embargo en la práctica se le ponen para sujetarlos al fundamento. Por lo tanto para poder calcularlos, se le pondrá un valor supuesto de una parte de la carga vertical igual a:

$$P_1 = \sqrt[2]{P} \cdot 10$$

El esfuerzo a resistir por los dos anclajes de un lado será:

$$P_2 = \frac{\sqrt[2]{P} \cdot 10 \cdot L}{l}$$



Con este dato se buscarán en la tabla de la página 109 los redondos que se necesitan.

Fig. 133

CALCULO DE LOS ANCLAJES EN LOS SOPORTES CON CARGA CENTRADA MAS DESCENTRADA.

En estos casos se utilizarán las dos fórmulas siguientes, y se tomará la que dé el valor mayor para buscar el diámetro de los anclajes, en la tabla de la página 109.

$$P = P_c \cdot \left(y \cdot \frac{\frac{Mf}{P_c} + \frac{1}{2}}{1} - 1 \right) \quad ; \quad P = \frac{\sqrt[2]{P \cdot 10 \cdot L}}{1}$$

P_c = esfuerzo total de compresión (incluido peso del soporte)

Mflex = momento de flexión total. l = distancia entre anclajes

Tensión de trabajo del hormigón			Tensión de trabajo del anclaje 800 kg cm2.	Tensión de trabajo del anclaje 1067 Kg/cm2.
25	Kg/cm2	y =	1,147	1,119
30	"	y =	1,167	1,136
35	"	y =	1,185	1,152
40	"	y =	1,200	1,166
45	"	y =	1,214	1,179

Ejemplo de cálculo de los anclajes del soporte con carga centrada más descentrada del ejemplo de la página 92-94.

D a t o s

P_c = 8000 Kg.; Mf_a = 2475000 Kg.cm.; Mf_{P10} = 180000 Kg.cm.; l_a = 1400 mm.; Trabajo del hormigón = 30 Kg/cm2. = 1,167

Para conocer l_b tendremos que calcular primero la separación de las 2 I. PN. 36 que será:

$$2 \cdot \sqrt{\frac{\left[\frac{(800/1,41)^2}{\left(\frac{800/1,41}{14,2}\right)^2 - \left(\frac{80}{2,9}\right)^2} \cdot 2 \cdot 97,1\right] - 2 \cdot 818}{2 \cdot 97,1}} = 38,8 \text{ cm.}$$

luego 38,8 más 2 · 1 de las cartelas tendremos l_b = 40,8 cm.

Cálculo de los 4 anclajes

$$P = 8000 \cdot \left(1{,}167 \cdot \frac{\frac{2475000}{8000} + \frac{140}{2}}{140} - 1\right) = 17280 \text{ Kg.}$$

Que mirando en la tabla de la página 109 nos dará 4 ø de 42 mm.

Cálculo de los 2 anclajes

$$P = 8000 \cdot \left(1{,}167 \cdot \frac{\frac{180000}{8000} + \frac{40{,}8}{2}}{40{,}8} - 1\right) = 1800 \text{ Kg.}$$

Como estos anclajes van soldados tendremos:

1800 : 850 = 2,11 cm2.; ø 18 = 2,54 cm2. por lo tanto pondremos 2 ø 18 mm.

Se ha comprobado con un momento flector de $\sqrt[2]{P} \cdot 10$ y el esfuerzo que sale es menor (teniendo en cuenta que como tiene anclajes en los dos sentidos, es suficiente que en uno de ellos sea mayor).

LONGITUD DE LOS ANCLAJES

La longitud de los anclajes depende del esfuerzo de tracción a que está sometida la barra, y de la superficie de adherencia con el hormigón.

La adherencia de las barras de anclaje con el hormigón, se calcula a razón de 5 Kg. por cm2.

La barra se doblará al final, según las normas que se dán a continuación (fig. 134):

Fig. 134

La fórmula de cálculo de la longitud de la barra de anclaje es la siguiente:

$$l = \frac{P_t}{n \cdot \pi \cdot d \cdot 5}$$

P_t = Esfuerzo de tracción en Kg. n= número de redondos. d = diámetro del redondo en cm.

Ejemplo de cálculo de la longitud de los anclajes del ejemplo de la página 92-97).

D a t o s

P_t = 17280 Kg.; n = 2; d= 4,2 cm.

$$l = \frac{17280}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 4{,}2 \cdot 5} = 131 \text{ cm.}$$

Téngase en cuenta que toda esta longitud, tiene que estar metida en el hormigón. Haciéndole a la barra el gancho con las normas que se dieron anteriormente, queda una longitud de ≈ 104 cm. de profundidad metida en el fundamento.

CALCULO DE FUNDAMENTOS

Los fundamentos son los que transmiten la carga del soporte,- al terreno en que está enclavada la nave o edificio, y también anulan- con su peso, el momento de vuelco producido por las cargas descentra-- das y el viento.

Como carga vertical que apoya sobre el piso, habrá que poner- la carga que transmite el soporte, más el peso del fundamento, más el- peso de la tierra que está encima de él.

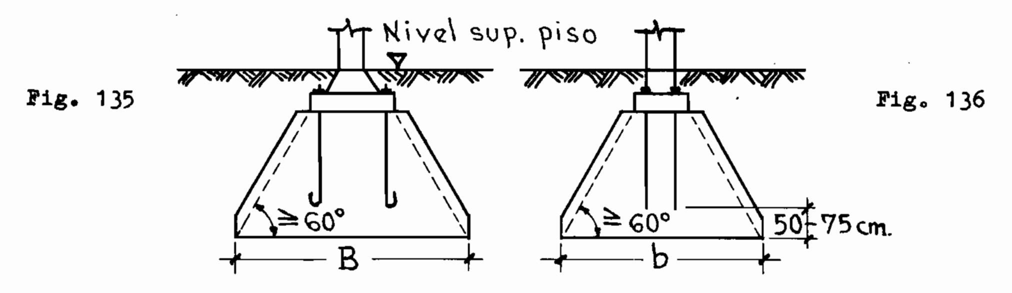
Normalmente las bases de los soportes se suelen dejar a una - altura tal, que los acartelamientos estén por debajo de la altura del- piso de la nave o edificio.

Para el cálculo del peso propio de los fundamentos, así como - de la tierra que se pone encima de ellos, se suelen tomar los datos siguientes:

Peso de un metro cúbico de

hormigón en masa	2,2	toneladas
" armado.	2,4	"
tierra	1,6	"

La forma del fundamento es de pirámide truncada, con base rectangular. La inclinación de la pirámide será ≥ 60 (Fig. 135 y 136).



La parte de abajo del fundamento llegará de 50 a 75 cm. más - abajo que el anclaje(en fundamentos medios).

El peso que se puede cargar en el piso, se hallará ensayando con una superficie, y viendo cuanto resiste antes de hundirse.

Como base de aproximación puede tomarse la tabla 7.

Tabla 7

Tipo de piso	Carga admisible Kg/cm2.
Rocas	30
Piedra caliza	15
Piedra de arena	10
Grava bien asentada	4
Arena media	3
Arena fina	2
Arcilla dura	2
Arcilla húmeda	0,5

El peso del fundamento deberá ser aproximadamente de 1 a 2 veces el esfuerzo total de tracción de los anclajes.

Cálculo de fundamentos con carga centrada

En este caso, el área de la base deberá ser igual, a la carga del soporte (incluido el peso del fundamento), dividida por la carga admisible del piso.

$$B \cdot b = \frac{P}{x}$$

B = lado mayor en cm.; b = lado menor en cm.; P = carga del soporte más el fundamento en Kg.; x = carga admisible según el tipo de piso en Kg/cm2.

Cálculo de fundamentos con carga centrada más descentrada

Se tendrán que hacer unos tanteos hasta conseguir el fundamento apropiado, ya que interviene su peso en la fórmula del cálculo (Fig 137).

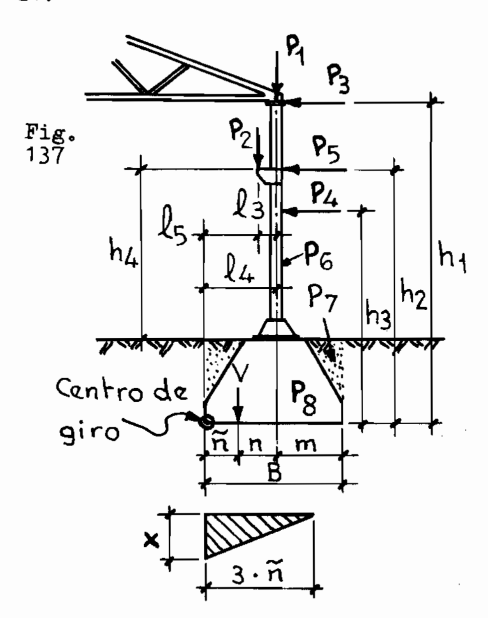


Fig. 137

P_1 = Peso de la cubierta(**sin nieve**)

P_2 = Puente grúa + viga carrilera.

P_3 = esfuerzo del viento de la cubierta.

P_4 = esfuerzo total del viento sobre la pared.

$P_5 = \frac{P_2}{10}$; b = anchura fundamento

P_6 = Peso del soporte.

P_7 = Peso tierra.

P_8 = Peso del fundamento.

V = Punto de actuación de todas las cargas verticales desplazadas por el momento de flexión.

x = carga admisible sobre el piso en Kg/cm2. Se podrá aumentar un 30% más "X", si se pone para P_5 el frenado exacto del puente grúa, y en P_1 la nieve.

$$Mf = P_2 \cdot l_3 + P_3 \cdot h_1 + P_4 \cdot h_3 + P_5 \cdot h_2 \quad ; \quad P_c = P_1 + P_2 + P_6 + P_7 + P_8$$

$$n = \frac{Mf}{P_c}$$

Si la medida "n" es mayor que $\frac{m}{3}$ entonces se usará la siguiente fórmula para el cálculo del fundamento:

$$\frac{2 \cdot P_c}{3 \cdot \bar{n} \cdot b} \leqq x$$

Si la medida "n" es menor que $\frac{m}{3}$ entonces se usará la siguiente fórmula para el cálculo del fundamento:

$$x \geqq \frac{P_c}{B \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot n}{B}\right)$$

Cálculo de la seguridad contra el vuelco del soporte

El momento de las cargas verticales con respecto al centro de giro, dividido por el momento de los esfuerzos horizontales, será - - igual o mayor que 2. La posición más desfavorable para el vuelco es sin la carga del puente grúa, por lo tanto no se pondrá y se despreciará - el peso de la viga carrilera.

$$M_h = P_3 \cdot h_1 + P_4 \cdot h_3$$

$$M_v = P_1 \cdot l_4 + P_6 \cdot l_4 + P_7 \cdot l_4 + P_8 \cdot l_4$$

$$\frac{M_v}{M_h} \geqq 2$$

Ejemplo de cálculo del fundamento con carga centrada más descentrada del ejemplo de la pág. 92.

Datos

P_1 = 1500 Kg. P_2 = 5000 Kg. P_3 = 1000 Kg. P_4 = 3000 Kg. P_5 = 500 kg
P_6 = 1500 Kg. P_7 = 14900 Kg. P_8 = 18900 Kg. P_{10} = 300 Kg. x = 2 Kg
B = 340 cm. b = 280 cm. l_4 = 170 cm. l_5 = 135 cm. l_3 = 35 cm. h_1= 970 cm. h_2 = 770 cm. h_3 = 570 cm. h_4 = 600 cm.

$$Mf = 5000 \cdot 35 + 1000 \cdot 970 + 3000 \cdot 570 + 500 \cdot 770 = 3240000 \text{ Kg.cm.}$$

$$P_c = 1500 + 5000 + 1500 + 14900 + 18900 = 41800 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{3240000}{41800} = 77{,}5 \text{ cm.} \qquad \bar{n} = 170 - 78 = 92 \text{ cm.}$$

$$170 : 3 = 56{,}6 \text{ cm. luego } n > \frac{m}{3}$$

$$x = \frac{2 \cdot 41800}{3 \cdot 92 \cdot 280} = 1{,}08 \text{ Kg/cm2. luego vale.}$$

Seguridad contra el vuelco

Transversal a la nave

$M_h = 1000 \cdot 970 + 3000 \cdot 570 = 2680000$ Kg.cm.

$M_v = 1500 \cdot 170 + 1500 \cdot 170 + 14900 \cdot 170 + 18900 \cdot 170 = 6256000$ Kgcm.

$$\frac{6256000}{2680000} = 2{,}3 \text{ luego vale}$$

Longitudinal a la nave

$M_h \approx 300 \cdot 970 = 291000$ Kg.cm.

$M_v = 1500 \cdot 140 + 1500 \cdot 140 + 14900 \cdot 140 + 18900 \cdot 140 = 5152000$ Kg.cm.

$$\frac{5152000}{291000} = 17 \text{ luego vale}$$

DOSIFICACION DEL HORMIGON PARA LOS CIMIENTOS

Según la cantidad de cemento, grava, arena y agua que intervienen en la mezcla del hormigón, así será su resistencia después del fraguado. En los soportes muy cargados, se tomará para el fundamento un hormigón de alta resistencia, en cambio para los poco cargados se tomará otro de menor dosificación de cemento. La tabla 8 dá las dosificaciones necesarias para obtener un m3 de hormigón.

Tabla 8

Dosificación	Cemento Kg.	Arena l.	Grava l.	Agua l.	Tensión admisible aproximada. Kg/cm2.
4 : 5 : 10	415	385	770	160	50
2 : 3 : 6	358	400	800	160	45
4 : 7 : 14	310	405	810	158	40
4 : 9 : 18	250	420	840	158	35
4 : 11 :29	210	425	850	156	30
1 : 4 : 8	150	440	880	156	25

La dosificación que se escoge normalmente para los cimientos, es la de 210 Kg. de cemento por m3. Si se coge una dosificación alta en cemento la obra se encarece mucho.

SOPORTES DE CELOSIA

En muchas ocasiones es necesario el proyectar soportes de celosia, para obtener una economia en el peso (naves con puente grúa, soportes sometidos a flexión, etc). Estos soportes se calcularán haciendo un CREMONA, del cual se sacará el esfuerzo correspondiente de cada barra. En el apartado dónde se habló de vigas de celosia página 71 se explica la forma de hacer el diágrama, por lo tanto aquí solo se dibujará, sin dar la explicación de la forma de hacerlo.

A continuación se calcularán dos ejemplos de los más corrientes. Para los esfuerzos del viento ver la página 223.

Primer ejemplo

Nave con puente grúa según el dibujo siguiente (fig. 138):

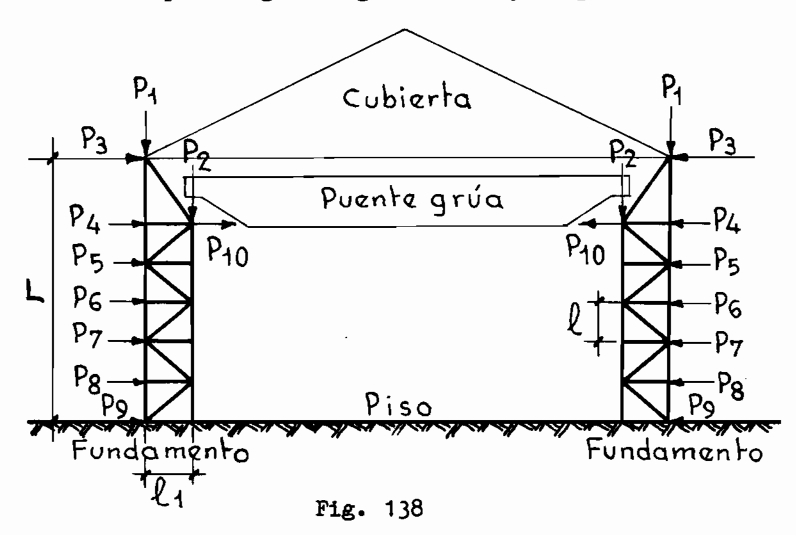


Fig. 138

La fuerza del viento P_3 corresponde a la cubierta. Las fuerzas P_4, P_5, P_6, P_7, P_8 y P_9 son las originadas por el viento en la pared o muro lateral de la nave. La fuerza P_{10} es la originada por el frenado de la carga del puente grúa.

Datos

P_1 = 7000 Kg. P_2 = 10000 Kg. P_3 = 4600+800 = 5400 Kg. P_4 = 1300 Kg. $P_5 = P_6 = P_7 = P_8$ = 1000 Kg. P_9 = 500 Kg. P_{10} = 1000 Kg. L = 1000 cm. l_1 = 180 cm. l = 150 cm. (Fig. 139 y 140). T_{adm} = 1200 Kg/cm2.

$$A_v = \frac{P_3 \cdot L}{l_1} + \frac{P_4 \cdot L_1}{l_1} + \frac{P_5 \cdot L_2}{l_1} + \frac{P_6 \cdot L_3}{l_1} + \frac{P_7 \cdot L_4}{l_1} + \frac{P_8 \cdot L_5}{l_1} - P_1$$

$$A_v = \frac{5400 \cdot 1000}{180} + \frac{1300 \cdot 750}{180} + \frac{1000 \cdot 1500}{180} - 7000 = 36749 \text{ Kg.}$$

$$B_v = A_v + P_1 + P_2 = 36749 + 7000 + 10000 = 53749 \text{ Kg.}$$

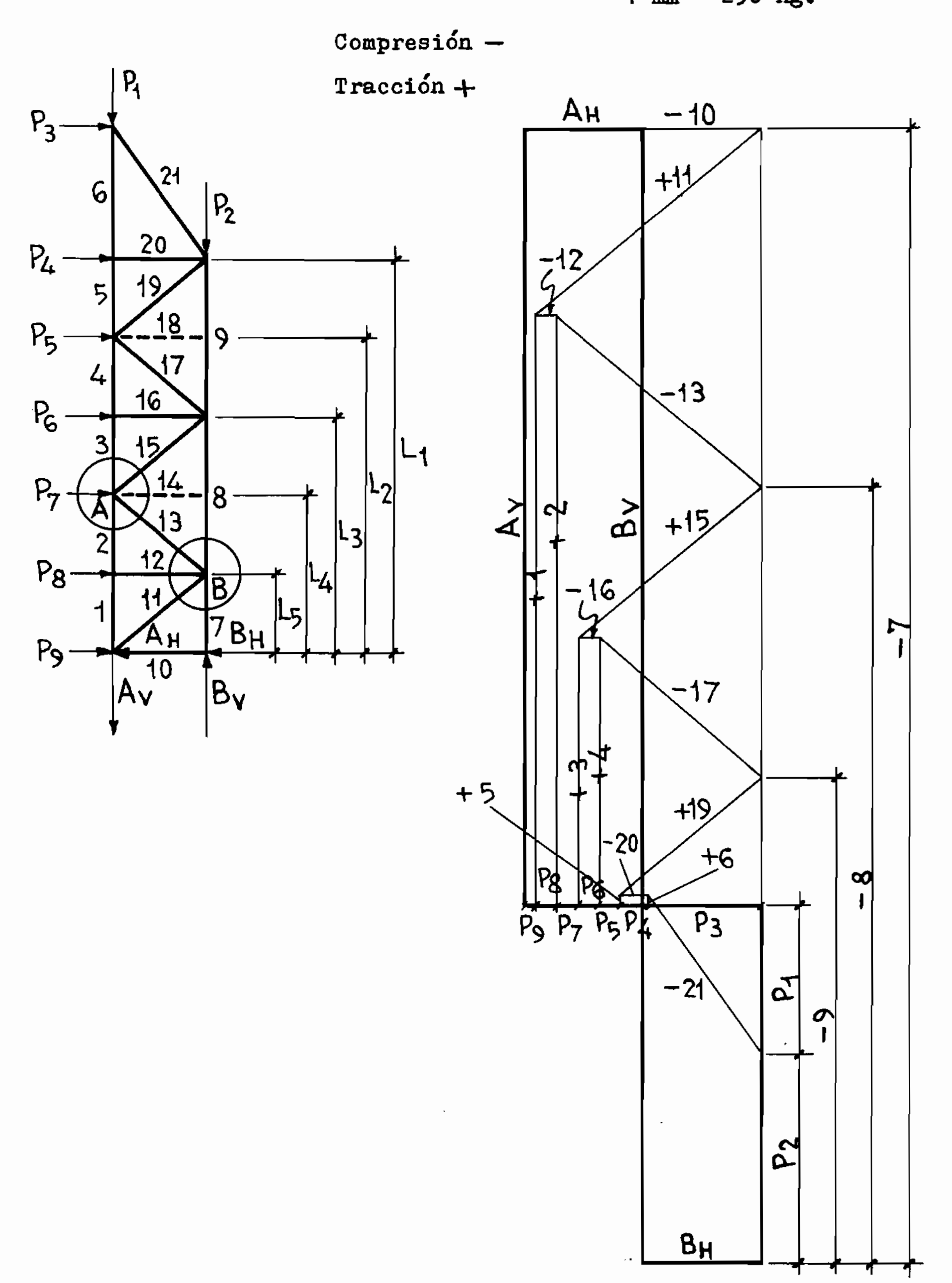
$$AH = BH = \frac{P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9}{2} = \frac{11200}{2} = 5600 \text{ Kg.}$$

La barras 14 y 18 no salen en el diagrama, porque no trabajan. De todas formas para obtener menor longitud de pandeo en la barra 8 y 9 se le pondrán el mismo perfil que a las barras 12 y 16.

Cuando no hay viento, las barras 1, 2, 3, 4, 5 y 6 trabajan a 7000 Kg. de compresión por la fuerza P_1.

Fig. 139 Fig. 140

1 mm = 250 Kg.



Ahora habrá que hacer con la fuerza P_{10} el diagrama, para ver lo que trabajan las barras (Figs. 141 y 142).

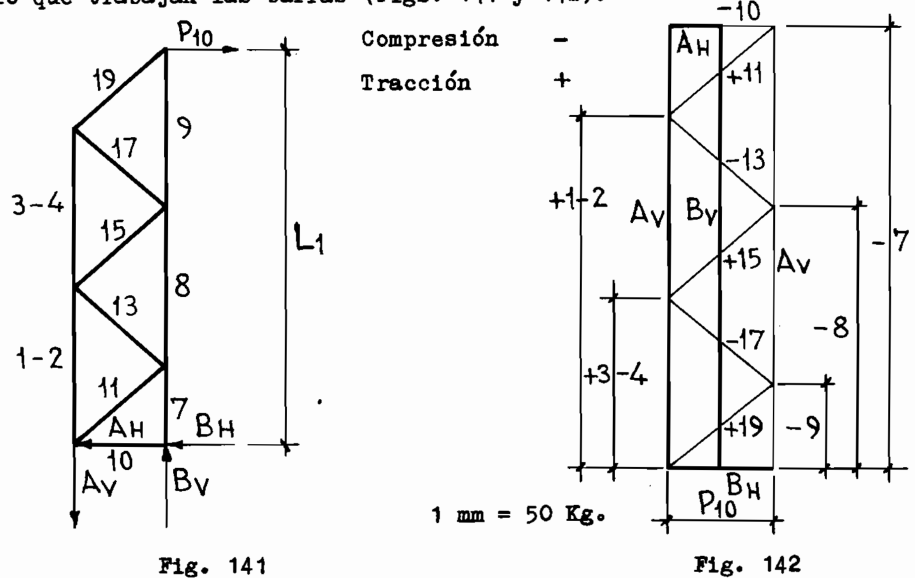


Fig. 141 Fig. 142

$$B_V = A_V = \frac{P_{10} \cdot L_1}{l_1} = \frac{1000 \cdot 750}{180} = 4166 \text{ Kg.}$$

$$AH = BH = \frac{P_{10}}{2} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ Kg.}$$

Con todos estos datos se procederá a hacer un cuadro con los números de las barras, la longitud y los esfuerzos a que están sometidas. Luego se calculará el perfil de cada barra, teniendo en cuenta en las 1, 2, 3, 4, 5,y 6 que trabajan a compresión y tracción, que se escojerá el perfil mayor. Las barras 1, 2, 3, 4 y 5 serán iguales que la 6 por razones constructivas. Ver cuadro 3.

Cuadro 3

Barra Nº	Luz m.	Tensión	Esfuerzo Kg.	2 angulares de
1	1,5	Tracción Compresión	28000 + 3300 7000	Como nº 6
2	1,5	Tracción Compresión	28000 + 3300 7000	" "
3	1,5	Tracción Compresión	12700 + 1600 7000	" "
4	1,5	Tracción Compresión	12700 + 1600 7000	" "
5	1,5	Tracción Compresión	500 7000	" "

Cuadro 3

Barra Nº	Luz m.	Tensión	Esfuerzo Kg.	2 angulares de
6	2,5	Tracción Compresión	500 7000	80·80·10
7	1,5	Compresión	53750 + 4166	130·130·14
8	1,5	Compresión	36800 + 2480	"
9	1,5	Compresión	23100 + 800	"
10	1,8	Compresión	5600 + 500	65·65·9
11	2,3	Tracción	13800 + 1300	50·50·7
12	1,8	Compresión	1000	40·40·6
13	2,3	Compresión	12700 + 1300	90·90·11
14	1,8			Como nº 12
15	2,3	Tracción	11200 + 1300	50·50·7
16	1,8	Compresión	1000	40·40·6
17	2,3	Compresión	10200 + 1300	90·90·9
18	1,8			Como nº 12
19	2,3	Tracción	8700 + 1300	45·45·5
20	1,8	Compresión	1300	45·45·5
21	3,1	Compresión	9400	100·100·10

Lo mismo ocurre con las 7, 8 y 9. Se pondrán dos perfiles para los diferentes esfuerzos (ver tablas de las páginas 209 a 211), pero sin unión entre ellos por presillas, ya que longitudinal a la nave hay otra fuerza P_{11} del frenado del puente, y por lo tanto habrá que poner celosía también en el soporte, en el otro sentido.

Como la fuerza P_{11} tiene su punto de aplicación sobre un lado del soporte (barras 7-8-9), tendremos que conseguir que este lado anule dicha fuerza (Fig. 143 y 144).

P_{11} = 1300 Kg. $\qquad l_2$ = 60 cm.

$$B_V = A_V = \frac{P_{11} \cdot L_1}{l_2} = \frac{1300 \cdot 750}{60} = 16250 \text{ Kg.}$$

$$AH = BH = \frac{P_{11}}{2} = \frac{1300}{2} = 650 \text{ Kg.}$$

barra 2' = 16250 - 1050 = 15200 Kg.

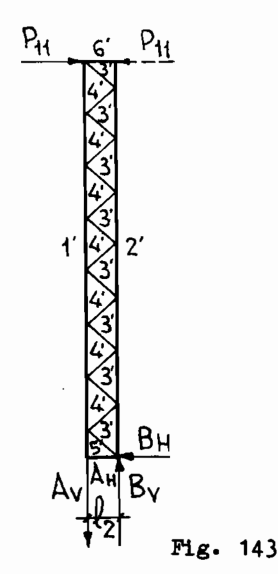


Fig. 143

1 mm = 50 Kg.

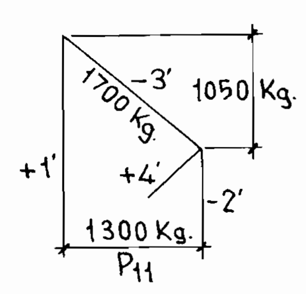


Fig. 144

La fuerza de frenado lo mismo puede ir en un sentido que en el otro según frene la grúa (esfuerzos alternativos ver página 263), por lo tanto se tomarán los esfuerzos de compresión que son los más desfavorables. Las barras 1' ó 2' trabajarán a 16250 Kg., las 3' y 4' a - 1700 Kg., la 6' a 1300 Kg. y la 5' a 650 Kg.

Ahora se sumará el esfuerzo de las barras 1' con las de la 7 del diagrama anterior, y, se hallará el nuevo perfil.

$$\frac{53750+4166}{2} + 15200+0,2\cdot 16250 = 47408 \text{ Kg.}$$ que nos dará un perfil trabajando a compresión de 1 angular de 150·150·18.

Los perfiles de las restantes barras serán los siguientes:

Barra 3' y 4'	=	1700 · 1,1 =	1870 Kg.	=	⅃	35·35·6
" 6'	=	1300 · 1,1 =	1430 "	=	⅃	35·35·4
" 5'	=	650 · 1,1 =	715 "	=	⅃	35·35·4

En la otra cara del soporte, se pondrán también las barras 3' 4', 5' y 6', pero los angulares de 80·80·10 no se modificarán, ya que como digimos anteriormente, absorviamos todo el esfuerzo P_{11} con las - barras 7-8-9.

La cimentación se calculará con las normas dadas anteriormente, pero habrá que tener en cuenta el vuelco en el sentido de la fuerza P_{11}.

Por medio de los capitulos V y VI se calcularán las uniones - de los perfiles.

A continuación se representan dos nudos diferentes, para que- se vea la forma en que van los perfiles entre sí (Figs. 145 y 146).

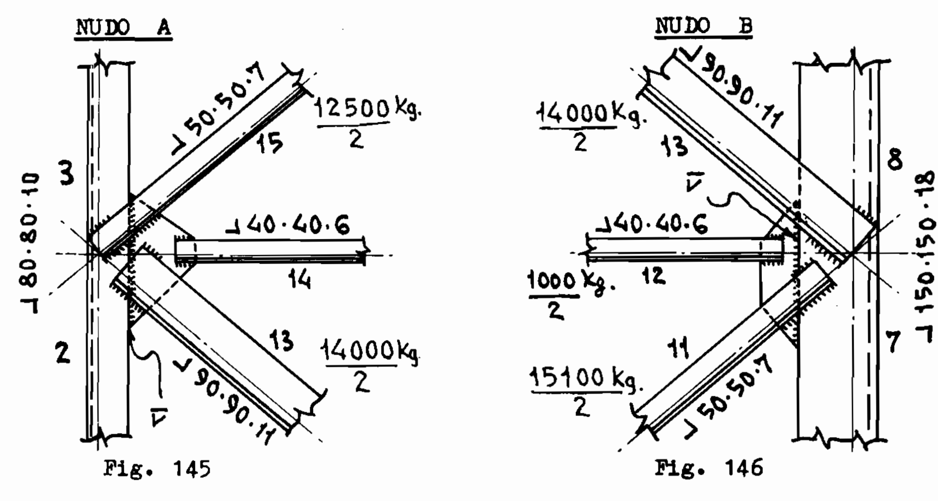


Fig. 145

Fig. 146

Segundo ejemplo

Soporte de tubería según el esquema. La fuerza P_3 es la originada por el viento. P_3 = 15000 Kg. P_1 = P_2 = 10000 Kg. L = 800 cm l_1 = 500 cm. l_2 = l_3 = 100 cm.

Fig. 147 (ver pagina 126) Fig. 148

Compresion –
Traccion +

1mm.=250 Kg.

$$A_v = \frac{P_3 \cdot L - P_1 \cdot (l_1 - l_2) - P_2 \cdot l_3}{l_1} = 14000 \text{ Kg.}$$

$$AH = BH = \frac{P_3}{2} = 7500 \text{ Kg.}$$

$$B_v = \frac{P_3 \cdot L + P_1 \cdot l_2 + P_2 \cdot (l_1 - l_3)}{l_1} = 34000 \text{ Kg.}$$

Como el viento puede venir en el otro sentido, se tomarán siempre las barras simétricas que salgan con el perfil mayor. El cálculo de las barras, se hará de manera semejante al ejemplo anterior.

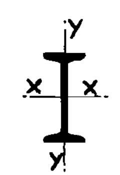
RESISTENCIA A TRACCION DE LOS ANCLAJES

Diámetro del redondo para tornillo M	Diámetro de la espiga mm.	Sección de la espiga cm2.	Resistencia de 1 anclaje. Kg.	Resistencia de 2 anclajes. Kg.
8	6,37	0,31	263	526
10	8,05	0,50	425	850
12	9,72	0,74	629	1258
16	13,4	1,41	1198	2396
20	16,7	2,20	1870	3740
22	18,7	2,76	2346	4692
24	20,1	3,17	2694	5388
27	23,1	4,19	3561	7122
30	25,4	5,09	4326	8652
33	28,4	6,36	5406	10812
36	30,8	7,45	6332	12664
39	33,8	8,97	7624	15248
42	36,1	10,2	8670	17340
45	39,1	12,0	10200	20400
48	41,5	13,5	11475	22950
52	45,5	16,2	13770	27540

Tensión de trabajo 850 Kg/cm2.

RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA I NORMAL

(extremos articulados)



T_{trab} = 1200 Kg/cm2.

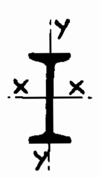
I P.N	S cm2	R_y cm	i_y cm	Longitud libre de pandeo L en metros								
				1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,20	2,40	2,50
14	18,3	10,7	1,40	10,7	9,94	8,92	7,80	7,03	6,36	5,27	4,44	4,06
16	22,8	14,8	1,55	14,8	13,9	12,9	12,1	10,7	9,77	8,02	6,73	6,25
18	27,9	19,8	1,71	19,9	18,7	17,8	16,7	15,7	14,5	11,9	10,1	9,25
20	33,5	26,0	1,87	25,9	24,5	23,2	22,1	20,7	19,6	17,1	14,5	13,3
22	39,6	33,1	2,02	32,5	31,0	29,5	28,1	26,6	25,2	22,7	19,9	18,2
24	46,1	41,7	2,20	39,8	38,1	36,8	35,0	33,7	32,0	29,2	26,5	25,0
26	53,4	51,0	2,32	47,5	45,7	44,2	42,2	40,6	39,1	35,6	32,6	30,9
28	61,1	61,2	2,45	55,9	54,3	52,3	50,5	48,2	46,3	42,8	39,4	37,8
30	69,1	72,2	2,56	64,3	62,6	60,9	58,8	56,8	54,5	50,6	46,6	44,6
32	77,8	84,7	2,67	71,4	71,8	69,7	68,1	65,7	63,1	59,1	54,5	52,4
34	86,8	98,4	2,80	84,0	82,0	79,5	77,7	74,9	73,4	68,1	63,5	61,6
36	97,1	114	2,90	95,0	93,3	90,0	88,2	85,7	83,2	78,2	73,3	71,0
38	107	131	3,02	106	104	102	98,5	96,8	94,3	88,2	83,8	80,7
40	118	149	3,13	119	115	114	110	108	105	100	94,3	91,7
42½	132	176	3,30	135	132	128	126	123	120	115	108	106
45	147	203	3,43	151	148	145	143	141	138	132	125	121
47½	163	235	3,60	169	167	164	162	159	155	149	143	139
50	180	268	3,72	189	186	183	181	177	174	167	160	157

I P.N	Longitud libre de pandeo L en metros														
	2,60	2,80	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00
14	3,76	3,25	2,83	2,41	2,08										
16	5,73	4,94	4,30	3,67	3,17	2,77									
18	8,57	7,37	6,47	5,48	4,71	4,12	3,60	3,19							
20	12,3	10,5	9,34	7,87	6,80	5,90	5,20	4,62	4,10						
22	16,9	14,6	12,7	10,9	9,42	8,13	7,17	6,37	5,66	5,09	4,58				
24	23,6	20,3	17,7	14,9	12,9	11,3	9,85	8,82	7,78	7,02	6,35	5,24			
26	29,7	26,0	22,8	19,4	16,6	14,5	12,8	11,3	10,1	9,00	8,12	6,76			
28	36,3	33,2	29,2	24,5	21,3	18,6	16,4	14,5	12,9	11,5	10,4	8,65	7,23		
30	42,8	39,7	35,9	30,5	26,1	23,1	20,2	17,8	15,9	14,2	12,9	10,6	9,00		
32	50,7	46,7	43,2	37,2	32,2	28,2	24,6	21,8	19,3	17,5	15,8	13,0	10,9	9,35	
34	59,2	54,9	50,8	45,9	39,4	34,4	30,2	26,7	23,7	21,3	19,3	16,0	13,4	11,5	9,85
36	68,2	63,3	59,5	53,9	47,1	41,5	36,2	31,9	28,7	25,6	23,3	19,1	16,1	13,7	11,9
38	78,3	73,0	68,3	62,0	56,6	49,3	43,7	38,2	34,2	30,8	27,6	23,0	19,2	16,4	14,1
40	89,1	83,8	77,8	71,4	65,6	58,3	51,0	45,3	40,4	36,4	32,7	27,1	22,7	19,4	16,7
42½	103	97,7	91,7	85,2	78,4	71,6	64,2	56,4	50,7	45,3	40,7	33,6	28,4	24,2	20,8
45	118	111	106	97,7	90,8	84,5	76,3	67,8	60,8	54,8	49,0	40,8	34,1	28,9	25,1
47½	135	128	123	114	106	98,5	91,7	83,2	74,0	66,5	60,0	49,6	41,6	35,4	30,8
50	153	145	138	130	121	112	104	97,7	87,4	78,0	71,3	58,4	49,3	41,7	36,2

Carga máxima en toneladas

RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA I NORMAL

(extremos articulados)

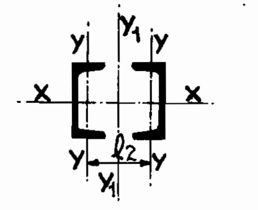




T_{trab} = 1400 Kg/cm2.

I	S	R_y	i_y	Longitud libre de pandeo L en metros																							
PN.	cm2	cm3	cm	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00
14	18,3	10,7	1,40	12,5	11,6	10,4	9,12	8,21	7,43	6,16	5,19	4,74	4,39	3,80	3,31	2,82	2,43										
16	22,8	14,8	1,55	17,3	16,3	15,1	14,1	12,5	11,4	9,36	7,86	7,29	6,69	5,77	5,02	4,28	3,70	3,23									
18	27,9	19,8	1,71	23,2	21,9	20,8	19,5	18,3	16,9	13,9	11,8	10,8	10,0	8,60	7,56	6,40	5,50	4,82	4,22	3,73							
20	33,5	26,0	1,87	30,3	28,6	27,1	25,8	24,2	22,9	20,0	16,9	15,5	14,4	12,3	10,9	9,18	7,94	6,88	6,07	5,39	4,78						
22	39,6	33,1	2,02	38,0	36,2	34,4	32,8	31,1	29,5	26,5	23,2	21,3	19,7	17,0	14,8	12,7	11,0	9,49	8,37	7,44	6,60	5,94	5,34				
24	46,1	41,7	2,20	46,4	44,5	43,0	40,8	39,4	37,3	34,0	30,9	29,2	27,5	23,7	20,7	17,4	15,1	13,2	11,5	10,3	9,09	8,19	7,42	6,12			
26	53,4	51,0	2,32	55,4	53,4	51,6	49,2	47,3	45,6	41,5	38,1	36,1	34,6	30,3	26,6	22,6	19,4	16,9	15,0	13,2	11,8	10,5	9,49	7,88			
28	61,1	61,2	2,45	65,3	63,4	61,1	59,0	56,3	54,1	50,0	46,0	44,1	42,3	38,7	34,1	28,6	24,8	21,7	19,1	16,9	15,0	13,4	12,2	10,1	8,44		
30	69,1	72,2	2,56	75,0	73,0	71,1	68,6	66,3	63,6	59,0	54,3	52,0	49,9	46,3	41,9	35,6	30,5	26,9	23,5	20,8	18,5	16,6	15,1	12,4	10,5		
32	77,8	84,7	2,67	86,4	83,8	81,3	79,5	76,7	73,6	68,9	63,7	61,2	59,2	54,5	50,4	43,4	37,6	32,9	28,7	25,5	22,6	20,4	18,4	15,2	12,7	10,9	
34	86,8	98,4	2,80	98,0	95,7	92,8	90,7	87,4	85,6	79,4	74,1	71,9	69,0	64,0	59,3	53,5	46,0	40,1	35,2	31,2	27,7	24,9	22,5	18,7	15,7	13,4	11,5
36	97,1	114	2,90	111	109	105	103	100	97,1	91,5	85,5	82,9	79,5	73,9	69,4	62,9	55,0	48,4	42,2	37,2	33,5	29,9	27,2	22,3	18,8	16,0	13,9
38	107	131	3,02	124	122	119	115	113	110	103	97,9	94,2	91,3	85,1	79,7	72,4	66,0	57,6	51,0	44,6	39,9	36,0	32,2	26,8	22,4	19,2	16,5
40	118	149	3,13	139	135	133	129	126	123	117	110	107	104	97,8	90,8	83,4	76,5	68,0	59,6	52,9	47,2	42,4	38,2	31,6	26,5	22,6	19,5
42½	132	176	3,30	158	155	150	148	144	141	135	127	124	121	114	107	99,4	91,5	83,6	74,8	65,8	59,2	52,8	47,4	39,2	33,1	28,2	24,3
45	147	203	3,43	177	173	170	167	165	161	154	146	142	138	130	124	114	106	98,5	89,1	79,2	71,0	63,9	57,2	47,6	39,8	33,7	29,3
47½	163	235	3,60	198	195	192	189	186	181	174	167	163	158	150	144	133	124	115	107	97,1	86,4	77,6	70,0	57,8	48,5	41,3	35,9
50	180	268	3,72	221	217	214	212	207	203	195	187	184	179	170	162	152	142	131	122	114	102	91	83,2	68,1	57,5	48,7	42,2

Carga máxima en toneladas



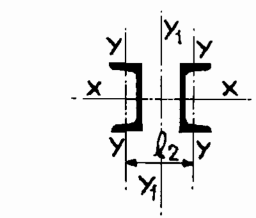
RESISTENCIA A COMPRENSION DE UNA BARRA COMPUESTA POR DOS U

(extremos articulados)

$T_{trab} = 1200$ Kg/cm2.

[ ]] [	S cm2	R_x cm3	i_x cm	i_y cm	$l_1 \leq 50 \cdot i_y$ cm	Longitud libre de pandeo L en metros																								Carga máxima en toneladas
						2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,50	8,00	
8	22	53	3,10	1,33	66,5	16,9	16,4	15,9	15,4	14,8	14,3	13,2	12,1	10,7	9,4	8,3	7,4	6,7	6,0	5,5	5,0	4,5	4,1	3,8	3,5	3,3	3,1	2,7		
10	27	82,4	3,91	1,47	73,5	24,2	23,8	23,2	22,4	22,2	21,6	20,4	18,9	17,8	16,7	15,5	14,6	13,1	11,6	10,7	9,6	8,9	8,2	7,4	6,9	6,4	6,0	5,2	4,5	
12	34	121	4,62	1,59	79,5	32,9	32,4	31,9	31,1	30,7	30,2	29,0	27,3	26,1	24,6	23,5	22,2	20,8	19,7	18,4	17,0	15,7	14,3	13,2	12,2	11,3	10,4	9,2	8,0	
14	40,8	173	5,45	1,75	87,5	41,5	41,1	40,4	40,1	39,8	39,2	37,6	36,5	35,0	33,8	32,2	30,8	29,5	28,1	26,9	25,5	24,2	23,2	21,9	20,5	18,8	17,8	15,2	13,4	
16	48	232	6,21	1,89	94,5	50,5	50,0	49,6	49,2	48,4	48,4	46,8	45,7	44,3	43,0	41,4	40,0	38,7	36,9	35,6	34,1	32,7	31,3	30,0	28,8	27,6	26,4	23,3	20,5	
18	56	300	6,95	2,02	101	60,5	60,0	59,5	59,0	58,5	58,0	56,5	55,6	54,2	52,4	51,3	49,8	48,3	46,6	45,1	43,8	42,3	41,0	39,3	37,7	36,4	35,0	32,5	30,2	
20	64,4	382	7,70	2,14	107	70,9	70,3	69,5	69,5	68,4	68,4	67,2	66,1	64,4	62,8	61,8	60,3	58,5	57,3	55,6	54,4	52,2	50,8	49,6	48,0	46,0	44,6	42,0	39,0	
22	74,8	490	8,48	2,30	115	83,1	82,3	82,3	81,5	81,5	80,8	79,4	78,7	77,4	75,4	74,1	72,9	71,2	69,6	68,0	66,5	64,5	63,1	61,5	59,8	57,9	56,5	53,4	50,4	
25/8	85	604	9,40	2,36	118	95,4	95,4	94,5	94,5	93,5	93,5	92,0	91	89,5	88,0	87,2	85,7	83,6	83,0	81	79	78	76,1	74,5	73,0	70,8	69	65,9	63	
25/10	107	828	9,80	2,86	143	121	120	120	119	119	118	117	116	113	112	110	109	107	105	103	102	99,5	98	96	93,8	91,8	89,2	85,6	81,4	
30	121	974	10,9	2,39	119	138	138	137	137	135	135	134	133	132	129	128	127	125	123	122	120	118	116	114	112	110	108	103	100	

Para la separación l_2 consultar con su apartado en el capitulo



RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA

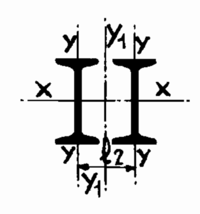
POR DOS U

(extremos articulados)

T_{trab} = 1400 Kg/cm2.

[ ]] [	S cm2	R_x cm3	i_x cm	i_y cm	$l_1 \leq 50 \cdot i_y$ cm	Longitud libre de pandeo L en metros																								Carga máxima en toneladas
						2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,50	8,00	
8	22	53	3,10	1,33	66,5	19,7	19,1	18,6	18,0	17,3	16,7	15,4	14,1	12,5	11,0	9,7	8,7	7,8	7,0	6,4	5,8	5,3	4,8	4,4	4,1	3,8	3,6	3,1		
10	27	82,4	3,91	1,47	73,5	28,2	27,8	27,0	26,2	25,9	25,2	23,8	22,1	20,8	19,5	18,1	17,0	15,3	13,6	12,5	11,2	10,4	9,6	8,7	8,1	7,5	7,0	6,1	5,3	
12	34	121	4,62	1,59	79,5	38,4	37,8	37,2	36,3	35,8	35,3	33,8	31,9	30,5	28,7	27,4	25,9	24,3	23,0	21,5	19,9	18,3	16,7	15,4	14,2	13,2	12,2	10,7	9,4	
14	40,8	173	5,45	1,75	87,5	48,4	48,0	47,2	46,8	46,4	45,7	43,9	42,6	40,8	39,4	37,6	35,9	34,4	32,8	31,4	29,7	28,3	27,1	25,6	23,9	22,0	20,6	17,7	15,6	
16	48	232	6,21	1,89	94,5	58,9	58,4	57,9	57,4	56,5	56,5	54,6	53,3	51,7	50,1	48,3	46,7	45,1	43,1	41,5	39,8	38,2	36,5	35,0	33,6	32,2	30,8	27,2	23,9	
18	56	300	6,95	2,02	101	70,6	70,0	69,4	68,8	68,2	67,6	65,9	64,8	63,2	61,2	59,8	58,1	56,4	54,4	52,6	51,2	49,3	47,8	45,8	44,0	42,5	40,8	37,9	35,2	
20	64,4	382	7,70	2,14	107	82,7	82,0	81,2	81,2	79,8	79,8	78,4	77,1	75,1	73,3	72,1	70,4	68,3	66,8	64,9	63,5	60,9	59,3	57,8	56,0	53,7	52,1	49,0	45,5	
22	74,8	490	8,48	2,30	115	97,0	96,1	96,1	95,2	95,2	94,3	92,7	91,9	90,3	88,0	86,5	85,1	83,1	81,2	79,3	77,6	75,3	73,7	71,7	69,8	67,5	65,9	62,3	58,8	
25/8	85	604	9,40	2,36	118	111	111	110	110	109	109	107	106	104	102	101	100	97,5	96,7	94,5	92,2	90,8	88,8	86,9	85	82,6	80,4	76,8	73,5	
25/10	107	828	9,80	2,86	143	141	140	140	139	139	137	136	135	132	131	129	127	125	123	121	119	116	114	112	109	107	104	100	95	
30	121	97,4	10,9	2,39	119	161	161	160	160	158	158	157	155	154	151	150	148	146	143	142	140	137	135	133	130	128	126	121	117	

Para la separación l_2 consultar con su apartado en el capitulo



RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA POR

DOS I NORMALES (extremos articulados)

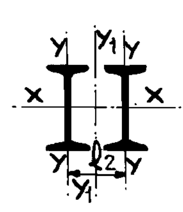
Para la separación l_2 consultar con su apartado en el capitulo

T_{trab} = 1200 Kg/cm2.

Carga máxima en toneladas

II	S	R_x	i_x	i_y	$l_1 \leq 50 \cdot i_y$	Longitud libre de pandeo L en metros								
PN	cm2	cm3	cm	cm	cm	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50
14	36,6	164	5,61	1,40	70	37,6	36,6	35,7	34,3	33,3	32,1	31,0	29,5	28,4
16	45,6	234	6,40	1,55	77,5	48,4	47,2	46,0	44,8	43,8	42,4	41,1	40,2	38,8
18	55,8	322	7,20	1,71	85,5	60,3	59,2	58,2	57,3	55,7	54,5	53,2	52,0	50,7
20	67,0	428	8,00	1,87	93,5	73,8	73,1	71,1	70,6	69,3	67,6	66,4	65,4	63,8
22	79,2	556	8,80	2,02	101	89,1	87,4	86,5	84,8	83,4	81,9	81,3	79,8	77,9
24	92,2	708	9,59	2,20	110	104	102	101	100	99,4	97,7	96,0	95,1	92,5
26	107	884	10,4	2,32	116	121	120	118	117	116	115	113	112	110
28	122	1080	11,1	2,45	122	139	138	137	135	134	133	132	129	128
30	138	1310	11,9	2,56	128	159	157	157	155	153	152	151	149	146
32	156	1560	12,7	2,67	133	179	179	177	176	175	173	171	169	168
34	174	1850	13,5	2,80	140	208	200	200	198	196	194	193	191	189
36	194	2180	14,2	2,90	145	233	233	224	222	219	219	218	216	213
38	214	2520	15,0	3,02	151	257	257	247	247	244	242	240	240	237
40	236	2920	15,7	3,13	156	283	283	283	272	272	270	267	265	262
42½	264	3480	16,7	3,30	165	317	317	317	317	304	304	302	299	296
45	294	4080	17,7	3,43	171	353	353	353	353	339	339	336	336	333
47½	326	4760	18,6	3,60	180	391	391	391	391	391	376	376	373	373
50	360	5500	19,6	3,72	186	432	432	432	432	432	432	416	416	411

II	Longitud libre de pandeo L en metros													
PN	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00
14	27,1	26,0	24,7	23,6	22,6	21,4	20,5	19,4	18,1	16,6	15,6	14,5	13,6	12,8
16	37,4	36,0	34,6	33,4	32,0	30,8	29,4	28,2	27,4	26,1	25,1	23,7	22,1	20,8
18	49,2	47,8	46,2	44,9	43,2	42,1	40,4	39,2	37,6	36,4	34,9	33,9	32,3	31,3
20	63,3	60,4	59,2	57,4	55,8	54,3	52,8	51,5	50,0	47,8	46,5	45,1	43,7	42,3
22	76,6	74,8	73,2	72,0	70,3	68,4	66,9	65,0	63,3	61,3	60,1	58,6	56,6	54,9
24	91,7	90,0	88,3	87,4	85,1	83,2	81,9	79,6	78,4	76,3	74,2	72,7	70,8	69,5
26	108	108	106	104	102	100	98,5	96,8	95,1	93,4	90,8	89,1	86,5	85,4
28	126	125	123	120	119	118	116	114	112	110	108	105	103	102
30	145	144	143	140	139	137	134	132	130	128	126	124	122	120
32	166	165	163	161	159	157	156	153	151	149	147	145	142	140
34	187	186	184	182	180	180	176	175	172	169	168	165	163	161
36	212	210	208	206	204	202	200	197	195	194	191	189	187	185
38	236	233	231	229	227	225	223	221	219	216	216	212	209	209
40	262	260	257	255	253	250	248	248	244	242	240	238	236	232
42½	296	293	290	288	288	285	283	280	278	275	273	271	268	266
45	330	330	326	324	324	320	318	314	312	309	309	307	304	302
47½	369	366	366	363	359	359	356	352	352	346	346	342	340	337
50	411	407	404	404	400	396	396	393	393	389	386	382	378	378



RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA POR DOS

I NORMALES (extremos articulados)

Para la separación l_2 consultar con su apartado en el capitulo

T_{trab} = 1400 Kg/cm2.

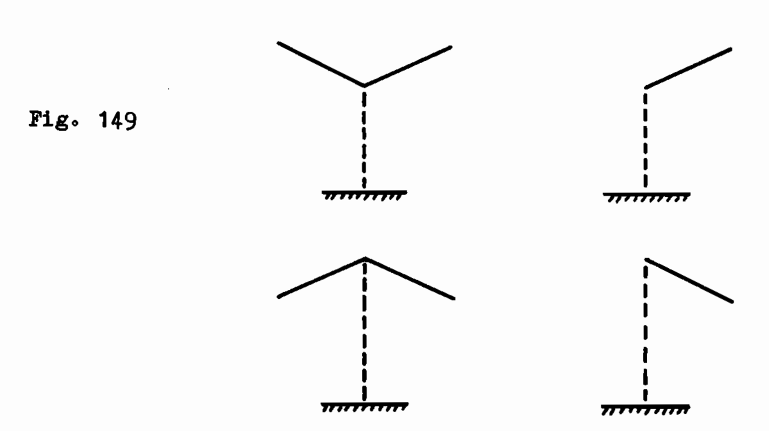
II	S	R_x	i_x	i_y	$l_1 \leq 50 \cdot i_y$	Longitud libre de pandeo L en metros																						
PN.	cm2	cm3	cm	cm	cm	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00
						Carga máxima en toneladas																						
14	36,6	164	5,61	1,40	70	43,8	42,7	41,7	40,0	38,8	37,4	36,1	34,4	33,1	31,6	30,3	28,8	27,5	26,4	25,0	23,9	22,6	21,1	19,4	18,2	16,9	15,9	14,9
16	45,6	234	6,40	1,55	77,5	56,5	55,0	53,6	52,3	51,1	49,5	48,0	46,9	45,3	43,7	42,0	40,4	38,9	37,3	35,9	34,3	32,9	31,9	30,5	29,3	27,6	25,8	24,2
18	55,8	322	7,20	1,71	85,5	70,4	69,1	67,9	66,8	65,1	63,5	62,0	60,6	59,2	57,4	55,8	53,9	52,4	50,4	49,1	47,1	45,7	43,9	42,5	40,7	39,5	37,7	36,5
20	67,0	428	8,00	1,87	93,5	86,1	85,3	83,0	82,3	80,9	78,8	77,5	76,3	74,4	72,7	70,5	69,0	67,0	65,1	63,4	61,7	60,1	58,3	55,8	54,2	52,7	51,0	49,4
22	79,2	556	8,80	2,02	101	104	102	101	99,0	97,3	95,6	94,8	93,2	90,9	89,4	87,3	85,3	84,0	82,1	79,8	78,1	75,9	73,9	71,5	70,2	68,4	66,0	64,1
24	92,2	708	9,59	2,20	110	122	120	118	117	116	114	112	111	108	107	105	103	102	99,3	97,1	95,6	92,9	91,5	89,0	86,6	84,9	82,7	81,2
26	107	884	10,4	2,32	116	142	141	138	137	136	135	132	131	129	127	126	124	122	120	117	115	113	111	109	106	104	101	99,7
28	122	1080	11,1	2,45	122	163	161	160	158	157	156	154	151	150	147	146	144	141	139	138	136	133	131	129	127	123	121	119
30	138	1310	11,9	2,56	128	186	184	183	181	179	178	176	174	171	170	168	167	164	163	160	157	155	152	150	148	145	143	141
32	156	1560	12,7	2,67	133	209	209	207	206	204	202	200	198	196	194	193	191	188	186	183	182	179	177	174	172	169	166	164
34	174	1850	13,5	2,80	140	243	234	234	231	229	227	225	223	221	219	217	215	213	210	210	206	204	201	198	196	193	191	188
36	194	2180	14,2	2,90	145	272	272	261	259	256	256	254	252	249	247	245	243	241	238	236	234	230	228	227	223	221	218	216
38	214	2520	15,0	3,02	151	300	300	288	288	285	283	280	280	277	275	272	270	267	265	263	261	258	256	252	252	248	244	244
40	236	2920	15,7	3,13	156	330	330	330	318	318	315	312	309	306	306	303	300	298	295	292	290	290	285	282	280	278	275	271
42½	264	3480	16,7	3,30	165	370	370	370	370	355	355	352	349	345	345	342	339	336	336	333	330	327	324	321	319	316	313	311
45	294	4080	17,7	3,43	171	412	412	412	412	396	396	392	392	388	385	385	381	378	378	374	371	367	364	361	361	358	355	352
47½	326	4760	18,6	3,60	180	456	456	456	456	456	439	439	435	435	431	427	427	423	419	419	415	411	411	404	404	400	397	393
50	360	5500	19,6	3,72	186	504	504	504	504	504	504	485	485	480	480	475	471	471	467	462	462	458	458	454	450	446	442	442

4 VOLADIZOS TUBERIAS

V O L A D I Z O S

Esta clase de estructuras sirven para cubrir unas zonas, principalmente en andenes, esperas de autobuses y tranvias, etc.

Hay dos tipos principales de ellos; con un solo brazo y con dos. La inclinación del voladizo puede estar hacia arriba o hacia abajo (Fig. 149).


Fig. 149

El cálculo de estas estructuras es el de una viga en voladizo con soporte.

La presión del viento que tienen que soportar, se obtendrá de la tabla 9 que está referida a las posiciones de la figura 150.

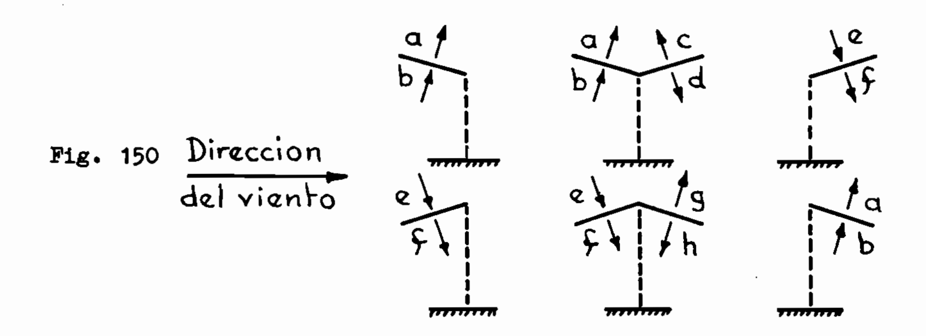


Fig. 150

Con una inclinación de 30° sobre la horizontal, la presión del viento será como marcan las flechas de la figura 150. Cambiando la inclinación hasta 10° el viento vá modificando también su sentido de actuación en las fuerzas a, b, c, e, f y h. En las d y g no se modifica.

El valor de la presión del viento por m2., en voladizos de una altura no superior a 8 metros será el siguiente:

50 · y

El valor "y" se obtendrá de la tabla 9 según el ángulo correspondiente. Los valores intermedios se interpolarán linealmente.

Fuerza a

α°	y	presión
10	0,3	hacia abajo ↓
11,1	0,2	
12,3	0,1	
13,5	0	
14,7	0,1	hacia arriba ↑
15,8	0,2	
17,0	0,3	
18,2	0,4	
19,4	0,5	
20,5	0,6	
21,7	0,7	
22,9	0,8	
24,1	0,9	
25,2	1,0	
26,4	1,1	
27,6	1,2	
28,8	1,3	
30	1,4	

Fuerza f

α°	y	presión
10	0,3	hacia arriba ↑
11,1	0,2	
12,3	0,1	
13,5	0	
14,7	0,1	hacia abajo ↓
15,8	0,2	
17,0	0,3	
18,2	0,4	
19,4	0,5	
20,5	0,6	
21,7	0,7	
22,9	0,8	
24,1	0,9	
25,2	1,0	
26,4	1,1	
27,6	1,2	
28,8	1,3	
30	1,4	

Fuerza h

α°	y	presión
10	0,3	hacia arriba ↑
11,3	0,2	
12,6	0,1	
13,9	0	
15,3	0,1	hacia abajo ↓
16,6	0,2	
17,9	0,3	
19,3	0,4	
20,6	0,5	
21,9	0,6	
23,3	0,7	
24,6	0,8	
25,9	0,9	
27,3	1,0	
28,6	1,1	
30	1,2	

TABLA 9

Fuerza c

α°	y	presión
10	0,2	hacia abajo ↓
11,4	0,1	
12,8	0	
14,2	0,1	hacia arriba ↑
15,7	0,2	
17,1	0,3	
18,5	0,4	
19,9	0,5	
21,4	0,6	
22,8	0,7	
24,2	0,8	
25,7	0,9	
27,1	1,0	
28,5	1,1	
30	1,2	

Fuerza b

α°	y	presión
10	0,4	hacia abajo ↓
13,3	0,3	
16,6	0,2	
20,0	0,1	
23,3	0	
26,6	0,1	hacia arriba ↑
30	0,2	

Fuerza g

α°	y	presión
10	0,4	hacia arriba ↑
16,6	0,5	
23,2	0,6	
30	0,7	

Fuerza e

α°	y	presión
10	0,4	hacia arriba ↑
13,3	0,3	
16,6	0,2	
20,0	0,1	
23,3	0	
26,6	0,1	hacia abajo ↓
30	0,2	

Fuerza d

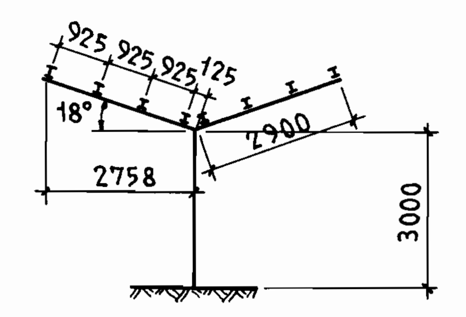
α°	y	presión
10	0,5	hacia abajo ↓
20	0,6	
30	0,7	

En los voladizos se tomará para el cálculo el valor que sea mayor, teniendo en cuenta una y otra dirección del viento.

Ejemplo de cálculo de un voladizo

A continuación se calculará un ejemplo de un voladizo con dos brazos, con la disposición de la figura 151, y con los datos siguientes: T_{adm} = 1200 Kg/cm2. Cubierta de uralita con plancha "Canaleta" - ver página 179). Separación entre soportes 4 metros. Inclinación de los brazos 18°. Separación de las correas 925 mm.

Fig. 151



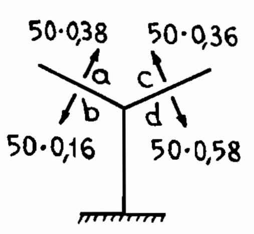
Peso de la nieve	75	kg/ m2.
Peso de uralita, correas, ganchos, etc.	28	"
Peso propio de un brazo≈95 Kg.	9	"
	112	kg/ m2.

V i e n t o

El esfuerzo del viento irá en la dirección que marcan las flechitas de la figura 152. La fuerza "a" es favorable porque va en sentido contrario del peso de cálculo del brazo, pero en parte la elimina la "b".

$$0{,}38 - 0{,}16 = 0{,}22 \;;\quad 0{,}22 \cdot 50 = 11 \text{ Kg/ m2.}$$

Fig. 152



La fuerza más desfavorable es la "d" y también parte se elimina con la "c".

$$0{,}58 - 0{,}36 = 0{,}22 \;;\quad 0{,}22 \cdot 50 = 11 \text{ Kg/m2.}$$

Luego tendremos una carga de cálculo total de:

$$112 + 11 = 123 \text{ Kg/m2.}$$

La carga concentrada en el punto de apoyo de las correas centrales será:

$$123 \cdot 0{,}925 \cdot 4 = 455{,}1 \text{ Kg.}$$

En los extremos tendremos un valor igual a la mitad que será:

$$\frac{455{,}1}{2} = 227{,}5 \text{ Kg.}$$

El momento flector en un brazo del voladizo será el siguiente:

227,5 455,1 455,1 227,5
~12,5
~1000
~1880
~2760

Mf = 228 · 276 + 455 · 188 + 455 · 100 + 228 · 12,5 = 196818 Kg. cm.

Momento resistente necesario para el brazo del voladizo:

$$R_x = \frac{196818}{1200} = 164 \text{ cm3.}$$

Podremos coger la I PN. 18 que dá 161 cm3., ó sea, aproximadamente lo necesario.

La flecha que se origina por la carga será con aproximación la siguiente:

$$f. \text{ aprox.} = \frac{228 \cdot 276^3}{3 \cdot 2100000 \cdot 1450} + \frac{455 \cdot 188^3}{3 \cdot 2100000 \cdot 1450} + \frac{455 \cdot 100^3}{3 \cdot 2100000 \cdot 1450} = 0,89 \text{ cm}$$

$$\text{flecha admisible} = \frac{275,8}{250} = 1,1 \text{ cm., luego vale.}$$

El soporte

El soporte está sometido a carga centrada y descentrada. La carga centrada será:

Cubierta un módulo

112 · 4 · 5,800 = 2598 Kg.

El esfuerzo de flexión será (ver figura 153):

$P_1 = 11 \cdot 2,9 \cdot 4 = 127,6$ Kg. $P_2 = 11 \cdot 2,9 \cdot 4 = 127,6$ Kg.

$P_1' = P_1 \cdot \cos 18° = 127 \cdot 0,951 = 121$ Kg.

$P_2' = P_2 \cdot \cos 18° = 127 \cdot 0,951 = 121$ "

$$P_3 = \frac{(121 + 121) \cdot 138}{300} = 111 \text{ Kg.}$$

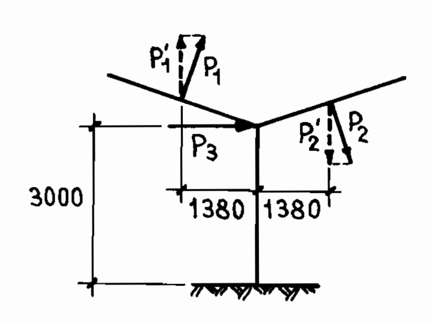
Mf = 111 · 300 = 33300 Kg.cm.

Probaremos con una I PN. 18 a ver si vale.

$$\text{Tensión de trabajo a flexión} = \frac{33300}{161} = 206 \text{ Kg/cm2.}$$

Tensión de trabajo a compresión:

$$\lambda = \frac{300 \cdot 1{,}41}{1{,}71} = 247 \;;\quad \omega = 10{,}3 \;;\quad \frac{2598 \cdot 10{,}3}{27{,}9} = 959 \text{ Kg/cm2.}$$



300 se multiplica por $\sqrt{2}$ por estar el extremo, en un sentido libre.

Fig. 153

Tensión de trabajo total: 206 + 959 = 1165 Kg/cm2. luego vale.

F l e c h a

$$f = \frac{111 \cdot 300^3}{3 \cdot 2100000 \cdot 1450} = 0{,}3 \text{ cm.} < \frac{300}{500} = 0{,}6 \text{ cm. luego es admisible.}$$

La parte central del voladizo se hará desmembrando las almas de las vigas, y soldandoles una chapa de ≠ 7 mm., con un radio de curvatura en la unión de r ≥ h · 2, ver figura 154.

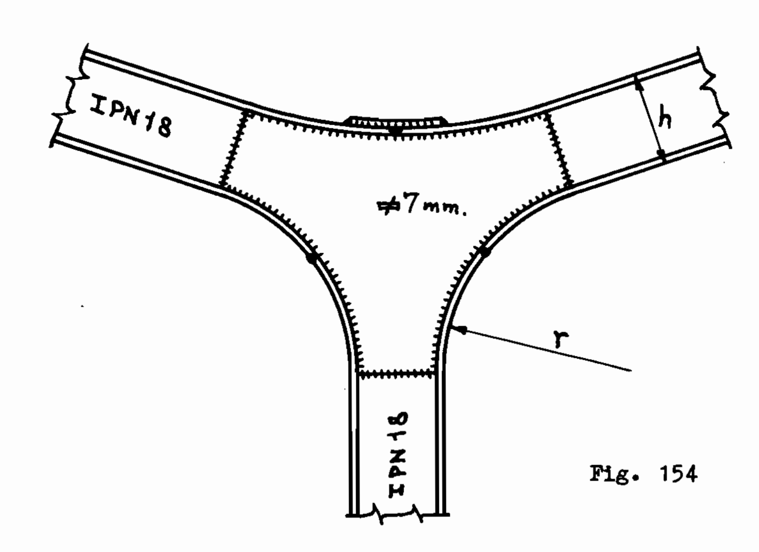


Fig. 154

También se pueden hacer los voladizos con chapa como si fuera una viga armada. De ésta forma, teniendo en cuenta los momentos de iner

cia necesarios en cada sección, se consigue reducir el peso y darle un aspecto más estético.

El fundamento y los anclajes se calcularán con las normas del capitulo III.

En el cálculo de los otros tipos de voladizos, se operará de manera semejante.

TUBERIA

Actualmente las tuberias se proyectan casi exclusivamente soldadas, por lo tanto aquí solo nos referimos a este tipo de ejecución.

La fórmula para el cálculo del espesor de la pared de la tuberia es la siguiente:

$$e = \frac{P \cdot D}{2 \cdot T_{adm} \cdot Z} + 0{,}1 \quad ;$$

Normalmente "e" no será nunca menor de (D - 50) : 250.

e = espesor de la chapa en cm. P = presión en Kg/cm2. D = diámetro interior en cm. Z = relación de resistencia del cordón y la chapa - igual a 0,75. 0,1 = suplemento para ataque de oxidación, tolerancias, etc. T_{adm} = resistencia admisible de la chapa en Kg/cm2. según normas de la tabla 10.

TABLA 10

Temperatura en °C	≤ 220	260	300	343	371	399	427	454
T_{adm}	1200	1156	1132	1100	1070	940	795	605

Para obtener unos valores de cálculo exactos es imprescindible que se tome en consideración, además del esfuerzo a que se somete el material por la tensión tangencial, los esfuerzos principales en dirección tangencial, longitudinal y radial. Por lo tanto, una vez calculado con la fórmula anterior el espesor de la tuberia, se hallará la tensión total de trabajo por la fórmula siguiente:

$$\text{Tensión total de trabajo} = \frac{1}{2} \cdot P \cdot \frac{D+e}{e}$$

La tensión sacada por medio de esta fórmula, deberá ser igual o menor que la admisible en la soldadura (900 ó 1050 Kg/cm2.)

El esfuerzo del viento por m2. sobre la superficie de la tuberia, será el siguiente:

$$D \cdot x \cdot 0{,}7$$

D = diámetro en metros. x = ver página 223.

La dilatación térmica aproximada por cada metro de tuberia es la siguiente:

100°	150°	200°	250°	300°	350°	400°	450°	500° C
1,17	1,8	2,4	3,0	3,7	4,4	5,1	5,9	6,5 mm.

Compensadores de dilatación

En las tuberias de mucha longitud se dispondrán unos compensadores según las figuras 155 a 158. El compensador lenticular de la figura 155 sirve para presiones bajas y grandes dilataciones (tuberias de gas). El de la figura 156 sirve para presiones altas y grandes dilataciones (tuberias de agua potable). El de la figura 158 o de lira recoge además de la dilatación en dirección del eje del tubo, la vertical u oblicua.

Hay Empresas que se dedican exclusivamente a la fabricación de los compensadores lenticulares, para tuberias de 200 a 2000 mm. de diámetro, según pedido.

Para las bridas de las tuberias ver página 245,246 y 247.

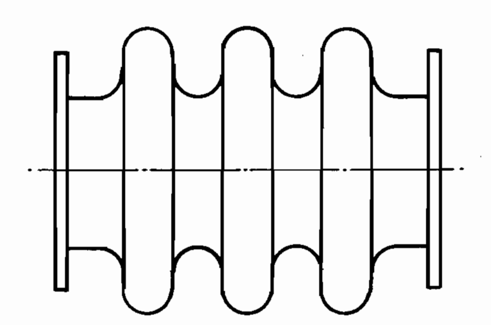


Fig. 155

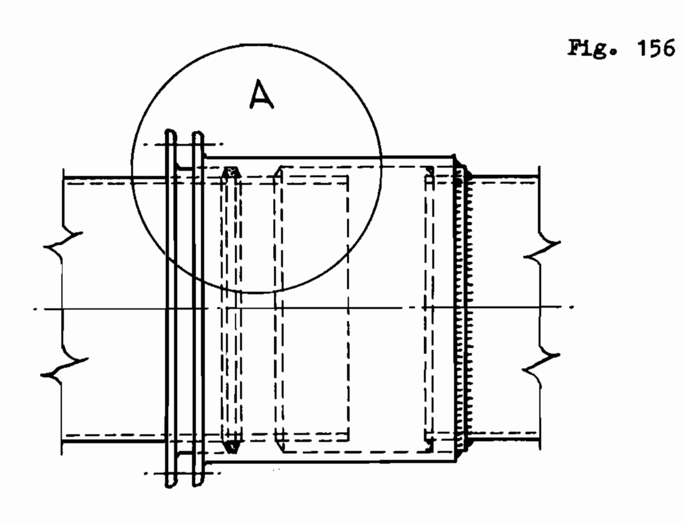


Fig. 156

DETALLE A

Fig. 157

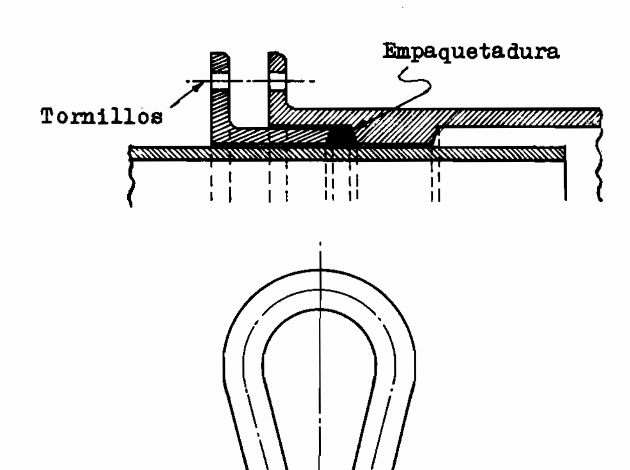


Fig. 158

El compensador de lira sirve para presiones altas o bajas, y para grandes dilataciones.

Ejemplo de cálculo de una tuberia

Datos: Diámetro interior 1200 mm. Tuberia para agua. Presión 10 - Kg/cm2. T_{adm} = 1200 Kg/cm2. Altura de la tuberia < 8 metros. Distancia entre apoyos 10 m.

$$e = \frac{10 \cdot 120}{2 \cdot 1200 \cdot 0{,}75} + 0{,}1 = 0{,}76 \text{ cm.}$$

Pondremos 8 mm. aunque para el cálculo le pongamos 7 mm. (despreciando 1 mm. para oxidación y tolerancias).

$$\text{Tensión total de trabajo} = 0{,}5 \cdot 10 \cdot \frac{120 + 0{,}7}{0{,}7} = 862 \text{ Kg/cm2.}$$

Momento flector por el peso propio de la chapa, el agua de la tuberia y el esfuerzo del viento.

Peso del agua	$3{,}14 \cdot 6^2 \cdot 100$ =	11304	Kg
Peso de la tuberia	$3{,}14 \cdot 12{,}1 \cdot 0{,}08 \cdot 100 \cdot 7{,}85$ =	2388	"
	Peso total	13692	Kg

Viento $\approx 1{,}22 \cdot 50 \cdot 0{,}7 \cdot 10 = 427$ Kg.

Para los tramos interiores de la tuberia tendremos:

$$\text{Momento flector} = \frac{C \cdot l}{12} = \frac{(13692 + 427) \cdot 1000}{12} = 1176583 \text{ Kg.cm.}$$

Momento resistente de la tuberia. $= \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(R^4-r^4)}{R} = \frac{3,14}{4} \cdot \frac{(60,7^4 - 60^4)}{60,7} = 7959$ cm3.

Tensión de trabajo = $\frac{1176583}{7959}$ = 148 Kg/cm2.

Tensión de trabajo por la flexión y por la presión interior:

862 + 148 = 1010 Kg/cm2.

Luego no vale pues es mayor que 900 Kg/cm2., que es la tensión de trabajo admisible a tracción en la soldadura, y por lo tanto se le pondrá un milimetro más a la chapa, o sea 9 mm.

SOPORTES TUBERIA DE GAS

(Fig. 147)

Por los cambios de temperatura, las tuberias modifican su longitud, por lo tanto, haremos unos soportes rígidos sobre los cuales se pueda deslizar la tubería.

Para que este movimiento se efectúe, se proyectarán unos apoyos en forma de cuna que cojan aproximadamente 120° de la tubería. A la tubería se le soldará una chapa de acero inoxidable, y al apoyo otra, por lo tanto, el deslizamiento se efectuará entre ellas. La dimensión de la chapa que va soldada a la tubería dependerá del deslizamiento previsto, y, además ésta chapa servirá para darle rigidez a la tubería en el sitio del apoyo. Se pone chapa de acero inoxidable para evitar que en el sitio de deslizamiento se meta óxido, ya que si así fuera la resistencia del soporte tendría que ser mucho mayor.

Para calcular el esfuerzo que tienen que resistir los soportes y los anclajes, en el sentido de la tubería, se tomará el peso que apoya sobre el soporte y se multiplicará por 0,3. El momento flector será éste esfuerzo multiplicado por la altura del soporte. Para el viento y la carga, ver página 108. La suma de las tensiones de trabajo en los dos sentidos, deberá ser igual o menor que la admisible en los perfiles del soporte.

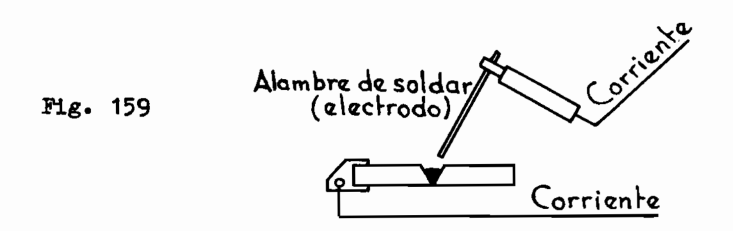
5 SOLDADURA

INTRODUCCION

La soldadura eléctrica es hoy en día, el método más barato y más usado, para unir aceros en todos los tipos de construcciones.

Entre los varios sistemas que hay, el más extendido es el sistema SLAVIANOFF (1891), denominado "Soldeo eléctrico al arco metalico". Este sistema fué perfeccionado por O. KJELLBERG en 1908, al ponerle un recubrimiento al alambre de soldar. (Fig. 159).

Fig. 159



Arco entre el alambre de soldar y la pieza

Hay tres posiciones principales en la soldadura; horizontal, vertical y bajo-techo. En cada una de estas tres posiciones, hay otras que aunque tienen nombre distinto pertenecen a ellas. En la horizontal tenemos la soldadura plana, en la vertical la soldadura horizontal-vertical, y, en la de bajo-techo la de bisel y de ángulo. A continuación se pueden ver por las figuras las diferentes posiciones de soldadura - (Fig. 160).

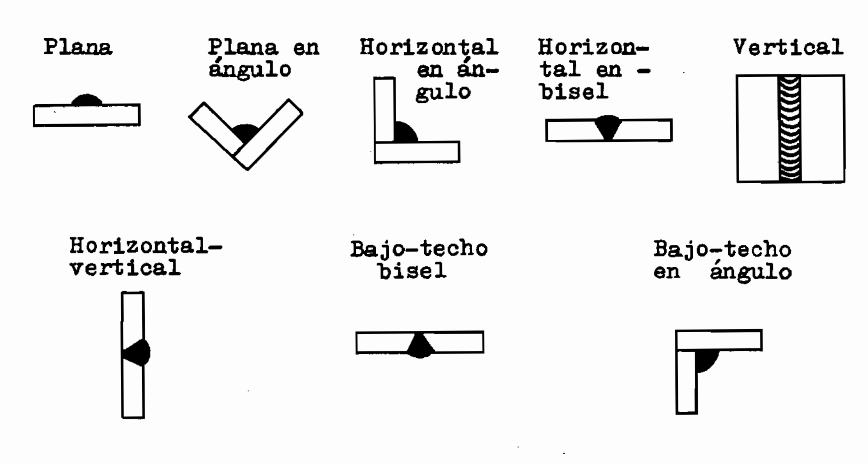


Fig. 160

Las soldaduras planas y horizontales son las más baratas, yendo después en orden de costo, las verticales y luego las de bajo-techo. Por este motivo, los constructores deberán proyectar de manera que la mayor parte de las soldaduras, se puedan hacer en posición plana y horizontal.

TABLA 11 - TIPOS DE UNIONES EN EL SOLDEO POR ARCO METALICO.

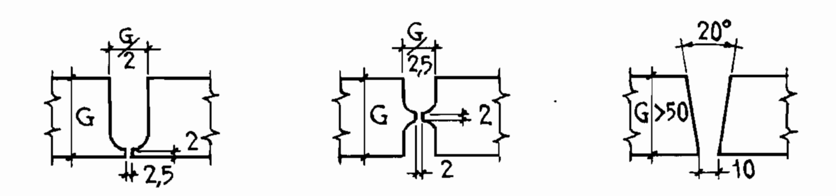
Nombre de la unión		Aspecto de la junta	Simbolos convencionales				Grue- sos a- prox. chapas mm.
			Solda- con so- bre esp	Solda. sin so bre es pesor	Sold. hueca	Sold. buril. raiz resold.	
A tope	sin chaflán						1 - 3
	en V						4 - 20
	en media V						4 - 20
	en X						8 - 50
	en K						8 - 50
	en U						> 30
	en doble U						>50
	con cantos empinados						>50
A solape							
En T							
En esquina							
Chapas con bordes plegados							
Tres chapas							

PREPARACION DE LA UNION

Hay que subrayar la importancia que tiene el hacer una preparación correcta de las piezas a soldar, ya que de no hacerlo así, los resultados económicos y técnicos no son satisfactorios (Ver tabla 12).

Tabla 12 biselado y separación de las uniones a tope. (En mm.)

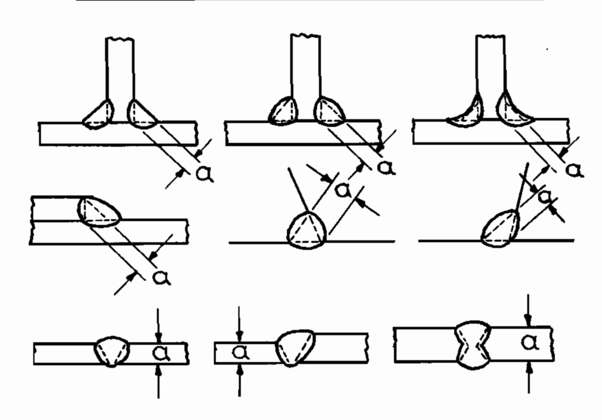
G = Espesor en mm. chapas a soldar	45°				45°				30° 30°				30° 30°			
	v	t max	a min	S	v	t max	a min	S	v	t max	a min	S	v	t max	a min	S
4	4	0	1	4					2,3	0	1	4				
5	4	1	1	4					2,3	1	1	4				
6	5	1	1,5	5					3	1	1,5	5				
7	6	1	1,5	6					3,5	1	1,5	6				
8	7	1	1,5	7	3,5	1	1	3,5	4	1	1,5	7	2	1	1	3,5
9	8	1	2	8	4	1	1	4	4,6	1	2	8	2,3	1	1	4
10	9	1	2	9	4,5	1	1	4,5	5,2	1	2	9	2,6	1	1	4,5
11	10	1	2	10	5	1	1,5	5	5,8	1	2	10	3	1	1,5	5
12	10,5	1,5	2	10,5	5,5	1	1,5	5,5	6	1,5	2	10,5	3,2	1	1,5	5,5
13	11,5	1,5	2	11,5	6	1	1,5	6	6,7	1,5	2	11,5	3,5	1	1,5	6
14	12,5	1,5	2	12,5	6,5	1	1,5	6,5	7,3	1,5	2	12,5	3,7	1	1,5	6,5
15	13,5	1,5	2	13,5	7	1	1,5	7	7,8	1,5	2	13,5	4	1	1,5	7
16	14,5	1,5	2	14,5	7,5	1	1,5	7,5	8,4	1,5	2	14,5	4,3	1	1,5	7,5
17	15,5	1,5	2	15,5	8	1	1,5	8	9	1,5	2	15,5	4,6	1	1,5	8
18	16	2	2,5	16	8,5	1	1,5	8,5	9,3	2	2,5	16	4,9	1	1,5	8,5
19	17	2	2,5	17	9	1	1,5	9	9,9	2	2,5	17	5,2	1	1,5	9
20	18	2	2,5	18	9,25	1,5	2	9,25	10,5	2	2,5	18	5,4	1,5	2	9,25
21	19	2	2,5	19	9,75	1,5	2	9,75	11	2	2,5	19	5,6	1,5	2	9,75
22	20	2	2,5	20	10,25	1,5	2	10,25	11,5	2	2,5	20	5,9	1,5	2	10,25
23	21	2	2,5	21	10,75	1,5	2	10,75	12,1	2	2,5	21	6,2	1,5	2	10,75
24	22	2	2,5	22	11,25	1,5	2	11,25	12,4	2	2,5	22	6,5	1,5	2	11,25
25	23	2	2,5	23	11,75	1,5	2	11,75	13,2	2	2,5	23	6,8	1,5	2	11,75
26	24	2	2,5	24	12,25	1,5	2	12,25	13,8	2	2,5	24	7,1	1,5	2	12,25
27	25	2	2,5	25	12,75	1,5	2	12,75	14,4	2	2,5	25	7,4	1,5	2	12,75
28	26	2	2,5	26	13,25	1,5	2	13,25	15	2	2,5	26	7,6	1,5	2	13,25
29	27	2	2,5	27	13,75	1,5	2	13,75	15,5	2	2,5	27	7,9	1,5	2	13,75
30	28	2	2,5	28	14	2	2,5	14	16,1	2	2,5	28	8,1	2	2,5	14
31	29	2	2,5	29	14,5	2	2,5	14,5	16,7	2	2,5	29	8,4	2	2,5	14,5
32	30	2	3	30	15	2	2,5	15	17,3	2	3	30	8,7	2	2,5	15
33	31	2	3	31	15,5	2	2,5	15,5	17,9	2	3	31	9	2	2,5	15,5
34	32	2	3	32	16	2	2,5	16	18,4	2	3	32	9,3	2	2,5	16
35	33	2	3	33	16,5	2	2,5	16,5	19	2	3	33	9,6	2	2,5	16,5
36	34	2	3	34	17	2	2,5	17	19,5	2	3	34	9,9	2	2,5	17
37	35	2	3	35	17,5	2	2,5	17,5	20	2	3	35	10,2	2	2,5	17,5
38	36	2	3	36	18	2	2,5	18	20,6	2	3	36	10,4	2	2,5	18
39	37	2	3	37	18,5	2	2,5	18,5	21,2	2	3	37	10,7	2	2,5	18,5
40	38	2	3	38	18,75	2,5	3	18,75	21,8	2	3	38	10,8	2,5	3	18,75
41					19,25	2,5	3	19,25					11,1	2,5	3	19,25
42					19,75	2,5	3	19,75					11,4	2,5	3	19,75
43					20,25	2,5	3	20,25					11,7	2,5	3	20,25
44					20,75	2,5	3	20,75					12	2,5	3	20,75
45					21,25	2,5	3	21,25					12,3	2,5	3	21,25
46					21,75	2,5	3	21,75					12,5	2,5	3	21,75
47					22,25	2,5	3	22,25					12,7	2,5	3	22,25
48					22,75	2,5	3	22,75					13,1	2,5	3	22,75
49					23,25	2,5	3	23,25					13,4	2,5	3	23,25
50					23,75	2,5	3	23,75					13,7	2,5	3	23,75



ESPESORES DE LOS CORDONES PARA SU CALCULO



ESPESOR DEL CORDON = a DIN 4101



ESPESORES MAXIMOS DE LOS CORDONES DE SOLDADURA

a).- Para uniones de chapas y ángulos. También para chapas de los espesores indicados. Ver tabla 13.

TABLA 13

	mm	Espesor del ala	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	cm	Máx. a_2	0,25	0,30	0,40	0,50	0,55	0,65	0,75	0,85	0,90
	cm	a_1 = a	0,20	0,25	0,35	0,40	0,45	0,55	0,60	0,70	0,75
	mm	Espesor del ala	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	cm	Max. a_2	1,00	1,05	1,15	1,25	1,35	1,40	1,50	1,60	1,65
	cm	a_1 = a	0,85	0,90	0,95	1,05	1,10	1,20	1,25	1,30	1,40

Como norma general el espesor máximo del cordón de soldadura no será mayor del 0,7 del espesor mínimo a unir.

Espesores máximos de los cordones de soldadura

b) Para I [⊥ ⊥ (valores redondeados)

TABLA 14

I	a alma (cm.)	a alas (cm.)	a_1 cm.
8	0,25	0,40	0,30
10	0,30	0,45	0,35
12	0,35	0,50	0,40
14	0,40	0,60	0,40
16	0,40	0,65	0,45
18	0,45	0,70	0,50
20	0,50	0,75	0,55
22	0,55	0,85	0,65
24	0,60	0,90	0,65
26	0,65	0,95	0,70
28	0,70	1,05	0,80
30	0,75	1,10	0,80
32	0,80	1,20	0,85
34	0,85	1,25	0,95
36	0,90	1,35	1,00
38	0,95	1,45	1,05
40	1,00	1,50	1,15
42½	1,05	1,60	1,20
45	1,10	1,70	1,30
47½	1,20	1,80	1,35
50	1,25	1,90	1,40

I	a alma (cm.)	a alas (cm.)	a_1 cm.
14·14	0,55	0,80	0,60
16·16	0,60	0,95	0,70
18·18	0,60	0,95	0,70
20·20	0,65	1,05	0,80
22·22	0,70	1,10	0,85

[	a alma (cm.)	a alas (cm.)	a_1 cm	a_2 cm
8	0,40	0,55	0,40	0,65
10	0,40	0,60	0,45	0,70
12	0,45	0,60	0,45	0,75
14	0,45	0,70	0,50	0,85
16	0,50	0,70	0,55	0,90
18	0,55	0,70	0,55	0,95
20	0,60	0,80	0,60	1,00
22	0,60	0,85	0,65	1,10
25/8	0,70	0,85	0,65	1,10
25/10	0,70	1,10	0,80	1,40
30	0,90	0,95	0,70	1,20

⊥ h = b	a_1 cm.
40·40·5	0,40
45·45·5^{5}	0,40
50·50·6	0,40
60·60·7	0,45
70·70·8	0,50
90·90·10	0,65
100·100·10	0,65
100·100·11	0,70

⊥ h < b	a_1 cm.
100·55·8	0,50
100·60·8_{5}	0,50
100·60·9^{5}	0,60
100·65·8	0,50
100·75·8	0,50

TENSIONES DE TRABAJO ADMISIBLES EN UNIONES SOLDADAS DIN 4100

TABLA 15 1200 y 1400 = T_{adm}

Tipo de unión	Clase de tensión	Tensión de trabajo admisible
A tope	Tracción	0,75·1200 = 900 Kg/cm2.
	"	0,75·1400 = 1050 "
	Compresión	0,85·1200 = 1020 "
	"	0,85·1400 = 1190 "
	Flexión	0,80·1200 = 960 "
	"	0,80·1400 = 1120 "
	Cortadura	0,65·1200 = 780 "
	"	0,65·1400 = 910 "
Soldadura en ángulo (frontal o lateral)	Todas	0,65·1200 = 780 Kg/cm2.
		0,65·1400 = 910 "

Cuando se trata de cordones de soldadura comprobados en toda su longitud por rayos X y no tengan defectos, las tensiones de trabajo admisibles serán las siguientes (casos especiales) :

Uniones a tope = a las tensiones de trabajo admisibles del material base.

Uniones en ángulo cordones frontales = 0,85 · tensión de trabajo admisible del material base.

Uniones en ángulo cordones laterales = 0,75 · tensión de trabajo admisible del material base.

CALCULO DE UNIONES SOLDADAS

a).- Tensión de trabajo (carga estática)

La tensión de trabajo de uniones en ángulo y a tope de los elementos que trabajan a tracción, compresión o cortadura, se calculará por la fórmula siguiente:

$$T = \frac{P}{\Sigma \cdot (a \cdot l)}$$

T = Tensión en Kg/cm2.
P = Magnitud del esfuerzo que transmite la unión en Kg.
l = Longitud del cordón en cm.
a = Espesor del cordón en cm.
Σ = Suma de todos los cordones.

b).- Cálculo de una unión soldadas a tope (carga estática)

Longitud necesaria de soldadura para una unión a tope trabajando a tracción (suponiendo los extremos o finales como el resto de la soldadura). Figura 161.

$$l = \frac{P}{a \cdot 0{,}75 \cdot T_{adm}}$$

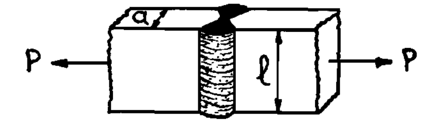


Fig. 161

c).- Cálculo de una unión soldada en ángulo (carga estática)

Longitud necesaria de soldadura para una unión en ángulo, con eje de gravedad centrado (Figura 162).

$$l = \frac{P}{a \cdot 0{,}65 \cdot T_{adm}}$$

b = crater final

Fig. 162

En los cordones en ángulo se les aumentará para los cráteres de terminación, un espesor para cada final.

d).- Cálculo de la unión soldada de un ángulo (carga estática)

Longitud necesaria de soldadura para una unión en ángulo, con eje de gravedad descentrado. (Figura 163).

(Las cartelas deberán tener la sección necesaria al final del angular, para resistir el esfuerzo a que esta solicitado éste. Con 60°)

$$P_1 = \frac{P \cdot e_2}{e_1 + e_2} \quad ; \quad P_2 = P - P_1$$

$$l_1 = \frac{P_1}{a \cdot 0{,}65 \cdot T_{adm}} \quad ; \quad l_2 = \frac{P_2}{a \cdot 0{,}65 \cdot T_{adm}}$$

$$b = a$$

Fig. 163

e).- Cálculo de una unión soldada sometida a carga alternativa.

Longitud necesaria de soldadura para una unión en ángulo y a tope, sometida a carga alternativa (DIN 120). Figuras 164 y 165.

P_{max} = Fuerza máxima de la unión (tracción o compresión según el caso)

P_{min} = Fuerza mínima de la unión (tracción o compresión según el caso)

Fig. 164

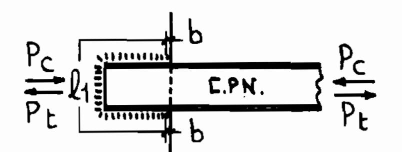
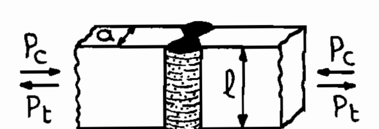


Fig. 165



$$l_1 = \left(1 + 0{,}3 \cdot \frac{P_{min}}{P_{max}}\right) \cdot \frac{P_{max}}{a \cdot 0{,}65 \cdot T_{adm}} \quad ; \quad l = \left(1 + 0{,}3 \cdot \frac{P_{min}}{P_{max}}\right) \cdot \frac{P_{max}}{a \cdot 0{,}75 \cdot T_{adm}}$$

CALCULO DE APOYOS DE VIGAS

(carga estática)

Estando soldada a tope como se indica en las figuras 166 y 167 la soldadura además de tener que soportar las reacciones, deberá de soportar también el momento flector. (Figs. 166 y 167)

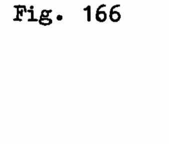
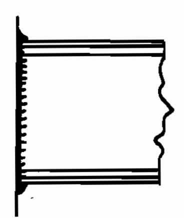


Fig. 166



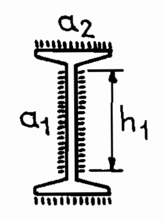


Fig. 167

La tensión de flexión que se produce por el momento flector de la viga, se obtendrá de la fórmula siguiente:

$$T_f = \frac{Mf}{R_{sol}}$$

Mf = Momento flector en kg.cm.

R_{sol} = Momento resistente de toda la soldadura en cm3.

La tensión cortante que se produce por la reacción en el apoyo de la viga se obtendrá de la fórmula siguiente:

$$T_{cor} = \frac{Q}{2\cdot(a_1 \cdot h_1)}$$

Q = Esfuerzo cortante en el apoyo en Kg.

a_1 = Espesor del cordón del alma en cm.

h_1 = Longitud de los cordones del alma en cm

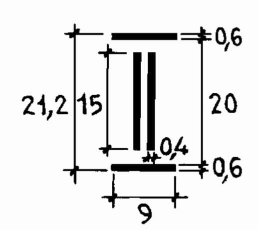
La tensión de trabajo total se obtendrá de la fórmula siguiente:

$$T_{to} = \sqrt{T_f^2 + T_{cor}^2} \leq 0{,}65 \cdot T_{adm}$$

Ejemplo de cálculo de un apoyo de una viga:

Viga I PN 20 apoyando en un soporte de I PN 34.

Reacción en el apoyo = 5225 Kg. Momento flector = 104500 Kg.cm.
Cordones de soldadura de 0,6 y 0,4 cm. de espesor.



Momento de inercia de toda la soldadura.

$$I_{sol} = 2\cdot 0{,}4 \cdot \frac{15^3}{12} + 2\left[\left(\frac{9\cdot 0{,}6^3}{12} + (9\cdot 0{,}6\cdot 10{,}3^2)\right)\right] =$$
$$= 1371 \text{ cm4.}$$

Momento resistente de toda la soldadura

$$R_{sol} = \frac{1371}{10{,}6} = 129 \text{ cm3.}$$

$$T_f = \frac{104500}{129} = 810 \text{ Kg/cm2.} \quad T_{cor} = \frac{5225}{2\cdot 0{,}4 \cdot 15} = 435 \text{ Kg/cm2.}$$

$$T_{to} = \sqrt{810^2 + 435^2} = \underline{919 \text{ Kg/cm.}}$$

VIGAS ARMADAS DIN 4101

a).- Cálculo de la tensión de trabajo en los cordones de unión del alma con las alas (Fig. 168).

$$\text{Tensión de trabajo} = \frac{Q \cdot Me}{I_{xx}\cdot 2\cdot a} \leq 0{,}65 \cdot T_{adm}$$

Fig. 168

a = espesor del cordón en cm. Q = esfuerzo cortante en Kg.
e = espesor del alma en cm. I_{xx} = Momento de inercia de toda la viga en cm4.
Me = Momento estático de un ala en cm2. = $e_1 \cdot b \cdot y$

b),- Cálculo del espesor de los cordones de unión del alma con las alas (Fig. 169).



$$a \geq \frac{Q \cdot Me}{I_{xx} \cdot 2 \cdot 0{,}65 \cdot T_{adm}}$$

Me = de un ala solo

Fig. 169

c).- Cálculo del espesor de los cordones discontinuos de unión del alma con las alas (Fig. 170).

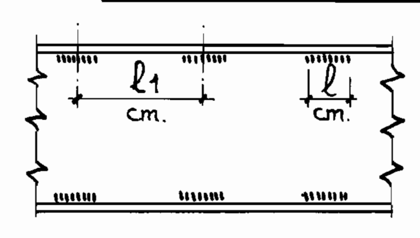


Fig. 170

(En construcciones de puentes no se admiten soldaduras discontinuas)

$$a \geq \frac{Q \cdot Me \cdot l_1}{I_{xx} \cdot 0{,}65 \cdot T_{adm} \cdot 2 \cdot l}$$

Me = de un ala solo

$l \geq 4$ cm.

d).- Cálculo de la unión soldada del alma (Fig. 171).

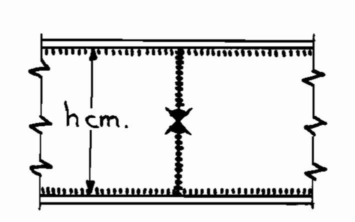


Fig. 171

$$T_f = \frac{Mf \cdot h}{2 \cdot I_{xx}} \quad ; \quad T_{cor} = \frac{Q}{h \cdot e}$$

$$T_{to} = \frac{T_f}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{T_f^2 + 4 \cdot T_{cor}^2} \leq 0{,}75 \cdot T_{adm}$$

Mf = Momento flector en kg.cm.

El valor de Q y Mf será el que tenga la viga en el sitio de unión.

e).- Cálculo de la unión soldada del alma con chapa intermedia. (Fig. 172 y 173).

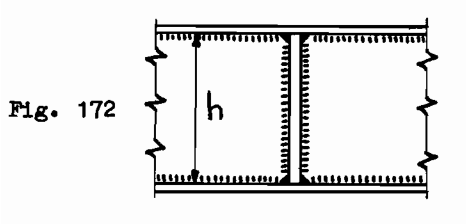
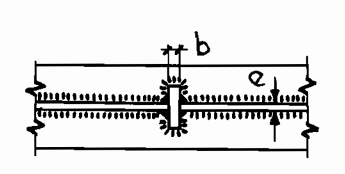


Fig. 172

$$R_{sol} = \frac{2 \cdot a \cdot h^2}{6} \quad \Big\} \quad S_{sol} = 2 \cdot a \cdot h$$

$$M_{alma} = M_{viga} \cdot \frac{I_{xx}\ alma}{I_{xx}\ viga}$$



$$T_f = \frac{M_{alma}}{R_{sol}} \qquad T_{cor} = \frac{Q}{S_{sol}}$$

$$T_{to} = \sqrt{T_f^2 + T_{cor}^2} \leq 0{,}65 \cdot T_{adm}$$

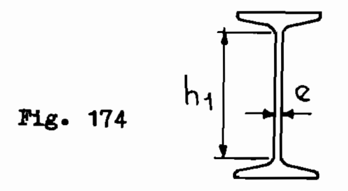
$$b = 2 \cdot e$$

Fig. 173

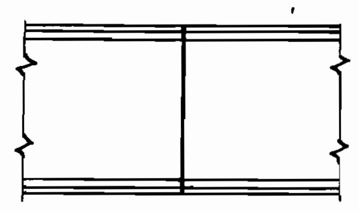
EMPALMES DE VIGAS LAMINADAS

a).- Cálculo de la unión soldada de una viga I PN. (Fig. 174 y 175)

Fig. 174



Q = Esfuerzo cortante en el sitio de la unión en Kg.
Mf = Momento flector del sitio de la unión en Kg.cm.
R_{xx} = Momento resistente de la I en cm3.
h_1 = Altura en cm. e = espesor del alma en cm.



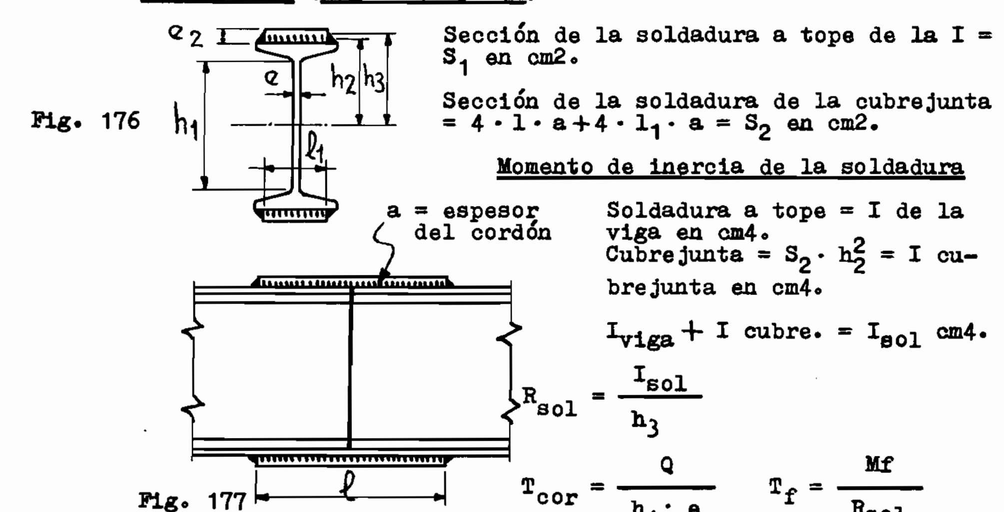
$$Tf = \frac{Mf}{R_{xx}} \qquad T_{cor} = \frac{Q}{h_1 \cdot e}$$

$$T_{to} = \sqrt{T_f^2 + T_{cor}^2} \leq 0{,}75 \cdot T_{adm}$$

Fig. 175

b).- Cálculo de la unión soldada de una viga I PN. con cubrejuntas en las alas (Figs. 176 y 177).

Fig. 176



Sección de la soldadura a tope de la I = S_1 en cm2.

Sección de la soldadura de la cubrejunta = $4 \cdot l \cdot a + 4 \cdot l_1 \cdot a = S_2$ en cm2.

Momento de inercia de la soldadura

Soldadura a tope = I de la viga en cm4.
Cubrejunta = $S_2 \cdot h_2^2$ = I cubrejunta en cm4.

I_{viga} + I cubre. = I_{sol} cm4.

$$R_{sol} = \frac{I_{sol}}{h_3}$$

$$T_{cor} = \frac{Q}{h_1 \cdot e} \qquad T_f = \frac{Mf}{R_{sol}}$$

Fig. 177

$$T_{to} = \sqrt{T_f^2 + T_{cor}^2} \leq 0{,}70 \cdot T_{adm}$$

Cálculo de la sección de la cubrejunta:

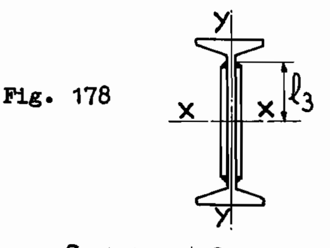
Sección = $e_2 \cdot l_1 = S_3$ Tensión que soporta = $\frac{S_2}{2} \cdot T_{to} = T_1$

Tensión a que trabaja = $\frac{T_1}{S_3} \leq T_{adm}$

c) Cálculo de la unión soldada de una viga I PN. con cubrejunta en el alma (Figuras 178 y 179).

Los momentos se tomarán en Kg.cm., y las cotas y espesores de la soldadura en cm.

Fig. 178



$$\text{Mf cubrejunta} = \text{Mf max empalme} \cdot \frac{I_{xx}\ \text{cubrejunta}}{I_{xx}\text{viga} + I_{xx}\text{cubrejunta}}$$

	$4 \cdot a_1 \cdot l_1$	=	S_1
Sección soldadura	$2 \cdot a_2 \cdot l_2$	=	S_2
	Total . .		S_3

Distancia del eje de gravedad

$$e_x = \frac{S_1 \cdot c}{S_3}$$

Momento de inercia de la soldadura de la cubrejunta, respecto al centro de - gravedad.

Fig. 179

$$2 \cdot \frac{a_2 \cdot l_2^3}{12} + 2 \cdot \frac{l_1}{12} \cdot \left[(l_2 + 2 \cdot a_1)^3 - l_2^3 \right] = I_{xx}$$

$$S_2 \cdot e_x^2 + 4 \cdot \frac{a_1 \cdot l_1^3}{12} + S_1 \cdot (c - e_x)^2 = I_{yy}$$

Total . . . . . : I_t

Momento máximo en a_1

$$M_{a_1} = \text{Mf cubrejunta} \cdot \frac{l_3}{I_t}$$

Momento máximo en a_2

$$M_{a_2} = \text{Mfcubrejunta} \cdot \frac{e_y}{I_t}$$

$$\text{Tensión de trabajo total} = \sqrt{M_{a_1}^2 + M_{a_2}^2} \leq 0{,}65 \cdot T_{adm}$$

Las fórmulas dadas hasta aqui han sido para la soldadura de las cubrejuntas, las dimensiones de éstas se hallarán por tanteo. Para la tensión total de trabajo de la unión, se podrán utilizar las fórmulas del ejemplo de la figura 175, aumentandoles el momento resistente de las cubrejuntas (con respecto a la viga), y su sección.

CALCULO DE PRESILLAS SOLDADAS

(Figs. 180 y 181)

Los momentos y esfuerzos se pondrán en Kg. y los espesores de cordones y cotas en cm. P = carga, o cargas verticales en Kg.

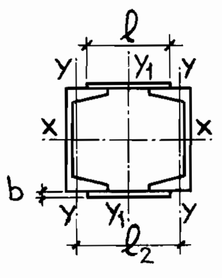


Fig. 180

Esfuerzo de la carga $= \dfrac{\omega_x \cdot P}{80} = P_1$

($\omega_x = \omega_{y_1 ideal}$, ver pág.88)

Esfuerzo de empuje en cada presilla

$$P_2 = \frac{P_1 \cdot l_1}{2 \cdot l_2}$$

Momento flector $Mf = P_2 \cdot \dfrac{l+a}{2}$

Momento resistente de la presilla $R_p = \dfrac{b \cdot h^2}{6}$

Tensión de trabajo de la presilla

$$T_{trab} = \frac{Mf}{R_p} \leqq T_{adm}$$

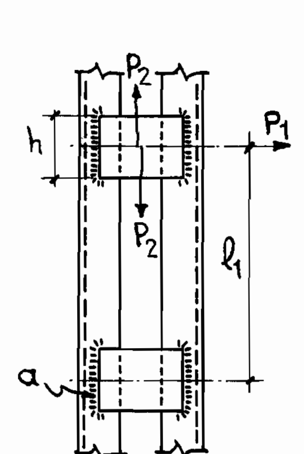


Fig. 181

Soldadura

Sección de la soldadura $S_{sol} = a \cdot h$

Momento resistente de la soldadura

$$R_{sol} = \frac{a \cdot h^2}{6}$$

Tensión total =

$$\sqrt{\left(\frac{Mf}{R_{sol}}\right)^2 + \left(\frac{P_2}{S_{sol}}\right)^2} \leqq 0{,}65 \cdot T_{adm}$$

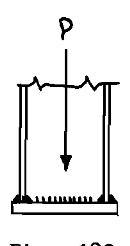
CALCULO DE LA SOLDADURA PARA BASES DE SOPORTE Y EMPALMES

(Figs. 182 y 183)

$$\frac{P}{S_{sol}} \leqq 0{,}65 \cdot T_{adm}$$

S_{sol} = Sección de soldadura en cm2.

P = Carga en Kg.



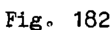


Fig. 182

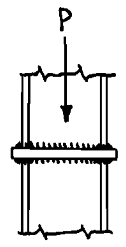


Fig. 183

CALCULO DE LOS CORDONES PARA LOS PERFILES UNIDOS

En las barras de las vigas, cerchas y jácenas de celosia que trabajan a compresión, se tienen que unir sus perfiles por medio de presillas cada 50 veces el radio de giro mínimo de un perfil. Muchas veces se proyecta también el par, constituido por dos angulares soldados a tope ⌞⌝ . Como el cálculo de los cordones de soldadura en los dos sistemas anteriormente expuesto es muy laborioso, se podrá utilizar normalmente la fórmula de experiencia siguiente:

La sección total de los cordones de unión de los perfiles, será igual a la sección de éstos. Ejemplo (Figs. 184 y 185).

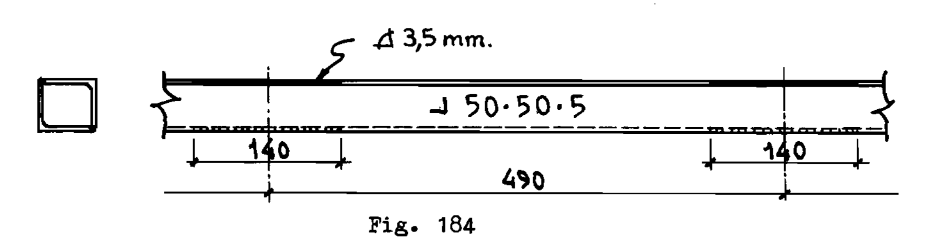


Fig. 184

$14 \cdot 0{,}35 \cdot 2 \geqq$ Sección de los dos ángulos

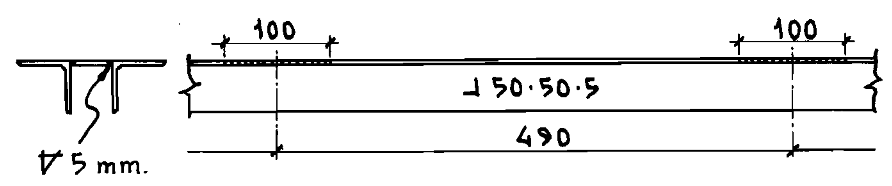


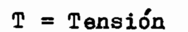
Fig. 185

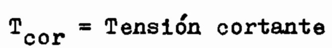
$10 \cdot 0{,}5 \cdot 2 \geqq$ Sección de los dos ángulos

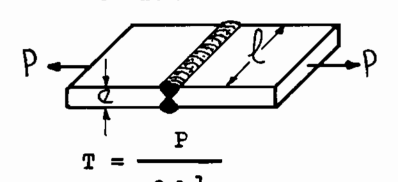
En los nudos deberán ir soldados todos los perfiles, y las presillas entre ellos deberán ir repartidas a igual distancia. Se pondrán como mínimo dos presillas intermedias entre cada dos nudos.

TENSIONES EN VARIOS TIPOS DE UNIONES

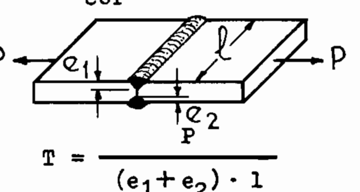
Carga estática



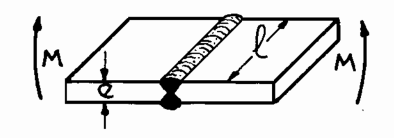




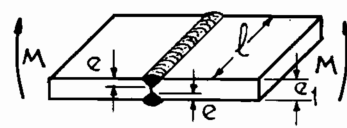
$$T = \frac{P}{e \cdot l}$$



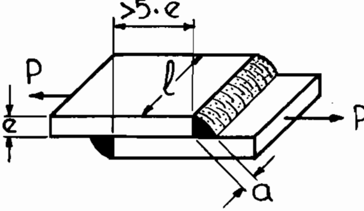
$$T = \frac{P}{(e_1 + e_2) \cdot l}$$



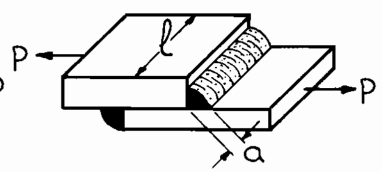
$$T = \frac{6 \cdot M}{l \cdot e^2}$$



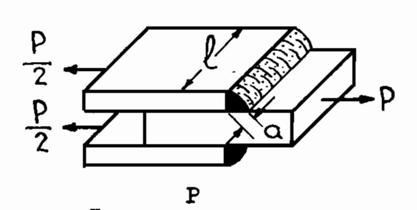
$$T = \frac{3 \cdot e_1 \cdot M}{l \cdot e \cdot (3 \cdot e_1^2 - 6 \cdot e_1 \cdot e + 4 \cdot e^2)}$$



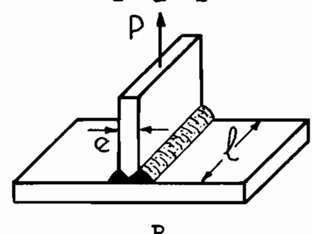
$$T = \frac{P}{2 \cdot a \cdot l}$$



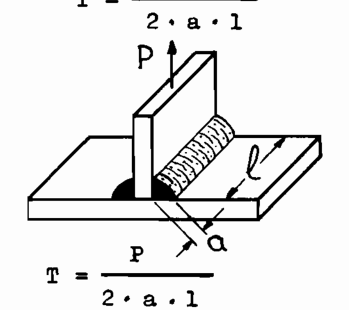
$$T = \frac{P}{2 \cdot a \cdot l}$$



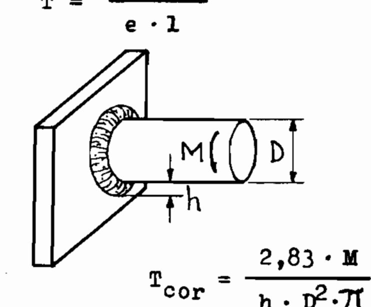
$$T = \frac{P}{2 \cdot a \cdot l}$$



$$T = \frac{P}{e \cdot l}$$



$$T = \frac{P}{2 \cdot a \cdot l}$$



$$T_{cor} = \frac{2{,}83 \cdot M}{h \cdot D^2 \cdot \pi}$$

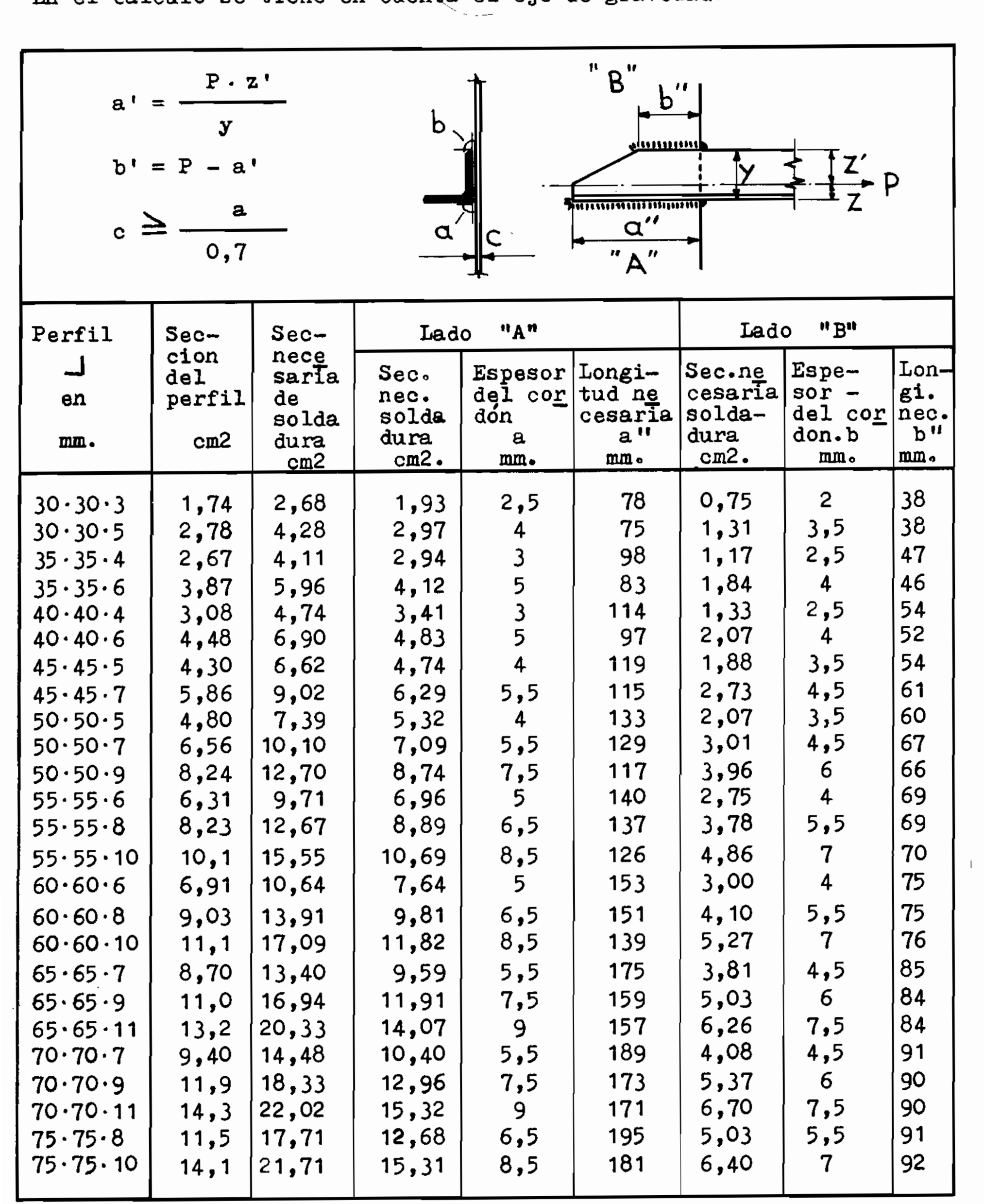
Soldadura en angulo

Cordones necesarios para barras sometidas a tracción.
Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil = 0,65.
En el cálculo se tiene en cuenta el eje de gravedad.

$$a' = \frac{P \cdot z'}{y}$$

$$b' = P - a'$$

$$c \geqq \frac{a}{0,7}$$



Perfil ⅃ en mm.	Sección del perfil cm2	Sec. necesaria de soldadura cm2	Lado "A"			Lado "B"		
			Sec. nec. soldadura cm2.	Espesor del cordón a mm.	Longitud necesaria a'' mm.	Sec. necesaria soldadura cm2.	Espesor del cordón. b mm.	Longi. nec. b'' mm.
30·30·3	1,74	2,68	1,93	2,5	78	0,75	2	38
30·30·5	2,78	4,28	2,97	4	75	1,31	3,5	38
35·35·4	2,67	4,11	2,94	3	98	1,17	2,5	47
35·35·6	3,87	5,96	4,12	5	83	1,84	4	46
40·40·4	3,08	4,74	3,41	3	114	1,33	2,5	54
40·40·6	4,48	6,90	4,83	5	97	2,07	4	52
45·45·5	4,30	6,62	4,74	4	119	1,88	3,5	54
45·45·7	5,86	9,02	6,29	5,5	115	2,73	4,5	61
50·50·5	4,80	7,39	5,32	4	133	2,07	3,5	60
50·50·7	6,56	10,10	7,09	5,5	129	3,01	4,5	67
50·50·9	8,24	12,70	8,74	7,5	117	3,96	6	66
55·55·6	6,31	9,71	6,96	5	140	2,75	4	69
55·55·8	8,23	12,67	8,89	6,5	137	3,78	5,5	69
55·55·10	10,1	15,55	10,69	8,5	126	4,86	7	70
60·60·6	6,91	10,64	7,64	5	153	3,00	4	75
60·60·8	9,03	13,91	9,81	6,5	151	4,10	5,5	75
60·60·10	11,1	17,09	11,82	8,5	139	5,27	7	76
65·65·7	8,70	13,40	9,59	5,5	175	3,81	4,5	85
65·65·9	11,0	16,94	11,91	7,5	159	5,03	6	84
65·65·11	13,2	20,33	14,07	9	157	6,26	7,5	84
70·70·7	9,40	14,48	10,40	5,5	189	4,08	4,5	91
70·70·9	11,9	18,33	12,96	7,5	173	5,37	6	90
70·70·11	14,3	22,02	15,32	9	171	6,70	7,5	90
75·75·8	11,5	17,71	12,68	6,5	195	5,03	5,5	91
75·75·10	14,1	21,71	15,31	8,5	181	6,40	7	92

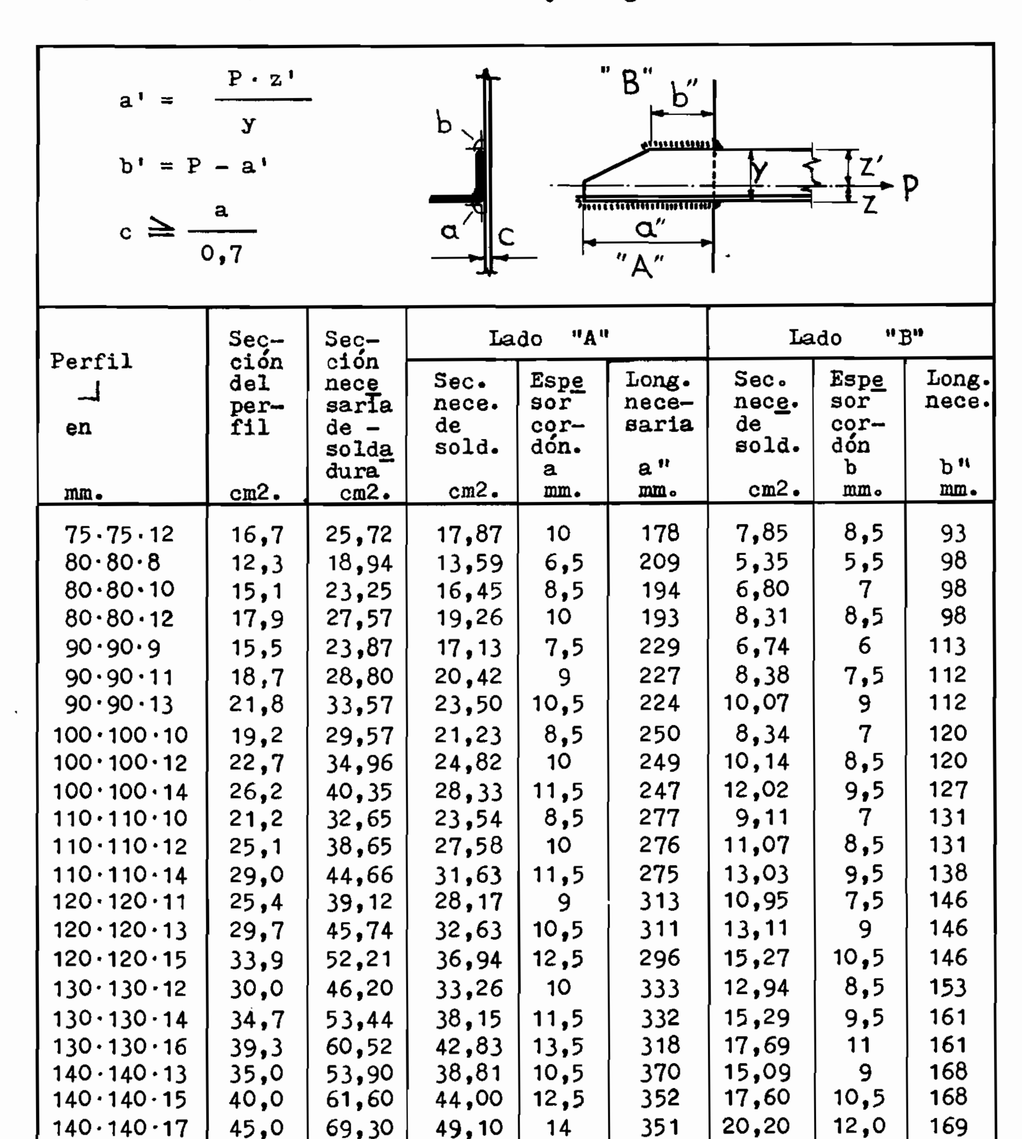
Soldadura en ángulo

Cordones necesarios para barras sometidas a tracción. Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil = 0,65. En el cálculo se tiene en cuenta el eje de gravedad.

$$a' = \frac{P \cdot z'}{y}$$

$$b' = P - a'$$

$$c \geqq \frac{a}{0,7}$$



Perfil ┘ en mm.	Sección del perfil cm2.	Sección necesaria de soldadura cm2.	Lado "A" Sec. nece. de sold. cm2.	Espesor cordón a mm.	Long. necesaria a" mm.	Lado "B" Sec. nece. de sold. cm2.	Espesor cordón b mm.	Long. nece. b" mm.
75·75·12	16,7	25,72	17,87	10	178	7,85	8,5	93
80·80·8	12,3	18,94	13,59	6,5	209	5,35	5,5	98
80·80·10	15,1	23,25	16,45	8,5	194	6,80	7	98
80·80·12	17,9	27,57	19,26	10	193	8,31	8,5	98
90·90·9	15,5	23,87	17,13	7,5	229	6,74	6	113
90·90·11	18,7	28,80	20,42	9	227	8,38	7,5	112
90·90·13	21,8	33,57	23,50	10,5	224	10,07	9	112
100·100·10	19,2	29,57	21,23	8,5	250	8,34	7	120
100·100·12	22,7	34,96	24,82	10	249	10,14	8,5	120
100·100·14	26,2	40,35	28,33	11,5	247	12,02	9,5	127
110·110·10	21,2	32,65	23,54	8,5	277	9,11	7	131
110·110·12	25,1	38,65	27,58	10	276	11,07	8,5	131
110·110·14	29,0	44,66	31,63	11,5	275	13,03	9,5	138
120·120·11	25,4	39,12	28,17	9	313	10,95	7,5	146
120·120·13	29,7	45,74	32,63	10,5	311	13,11	9	146
120·120·15	33,9	52,21	36,94	12,5	296	15,27	10,5	146
130·130·12	30,0	46,20	33,26	10	333	12,94	8,5	153
130·130·14	34,7	53,44	38,15	11,5	332	15,29	9,5	161
130·130·16	39,3	60,52	42,83	13,5	318	17,69	11	161
140·140·13	35,0	53,90	38,81	10,5	370	15,09	9	168
140·140·15	40,0	61,60	44,00	12,5	352	17,60	10,5	168
140·140·17	45,0	69,30	49,10	14	351	20,20	12,0	169
150·150·14	40,3	62,06	44,64	11,5	389	17,42	9,5	184
150·150·16	45,7	70,38	50,25	13,5	373	20,13	11,0	183
150·150·18	51,0	78,54	55,71	15	372	22,83	12,5	183

Soldadura en ángulo

Cordones necesarios para barras sometidas a tracción. Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil = 0,65.

En la longitud "l" están uncluidos los cráteres finales.

$b \geq \frac{a}{0,7}$

Perfil ⅃	Sección del perfil. cm2.	Sección nec. de sold. cm2.	Espesor del cordón = a mm.	Longitud nece. cordón "l" mm.
30·30·3	1,74	2,68	2	71
30·30·5	2,78	4,28	3,5	68
35·35·4	2,67	4,11	2,5	87
35·35·6	3,87	5,96	4	82
40·40·4	3,08	4,74	2,5	99
40·40·6	4,48	6,90	4	94
45·45·5	4,30	6,62	3,5	100
45·45·7	5,86	9,02	4,5	110
50·50·5	4,80	7,39	3,5	112
50·50·7	6,56	10,10	4,5	121
50·50·9	8,24	12,70	6	117
55·55·6	6,31	9,71	4	129
55·55·8	8,23	12,67	5,5	126
55·55·10	10,1	15,55	7	125
60·60·6	6,91	10,64	4	141
60·60·8	9,03	13,91	5,5	137
60·60·10	11,10	17,09	7	136
65·65·7	8,70	13,40	4,5	157
65·65·9	11,00	16,94	6	153
65·65·11	13,20	20,33	7,5	150
70·70·7	9,40	14,48	4,5	169
70·70·9	11,9	18,33	6	164
70·70·11	14,3	22,02	7,5	161
75·75·8	11,5	17,71	5,5	172
75·75·10	14,1	21,71	7	169
75·75·12	16,7	25,72	8,5	168
80·80·8	12,3	18,94	5,5	183
80·80·10	15,1	23,25	7	180
80·80·12	17,9	27,57	8,5	179
90·90·9	15,5	23,87	6	210
90·90·11	18,7	28,80	7,5	207
90·90·13	21,8	33,57	9	204
100·100·10	19,2	29,57	7	225
100·100·12	22,7	34,96	8,5	222
100·100·14	26,2	40,35	9,5	231
110·110·10	21,2	32,65	7	247
110·110·12	25,1	38,65	8,5	244
110·110·14	29,0	44,66	9,5	254
120·120·11	25,4	39,12	7,5	275
120·120·13	29,7	45,74	9	272
120·120·15	33,9	52,21	10,5	269
130·130·12	30,0	46,20	8,5	288
130·130·14	34,7	53,44	9,5	300
130·130·16	39,3	60,52	11,0	297
140·140·13	35,0	53,90	9	317
140·140·15	40,0	61,60	10,5	314
140·140·17	45,0	69,30	12,0	312
150·150·14	40,3	62,06	9,5	345
150·150·16	45,7	70,38	11,0	341
150·150·18	51,0	78,54	12,5	339

Soldadura en ángulo

Cordones necesarios para barras sometidas a tracción. Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil = 0,65.

En la longitud "l" están incluídos los cráteres finales.

$$b \geq \frac{a}{0,7}$$

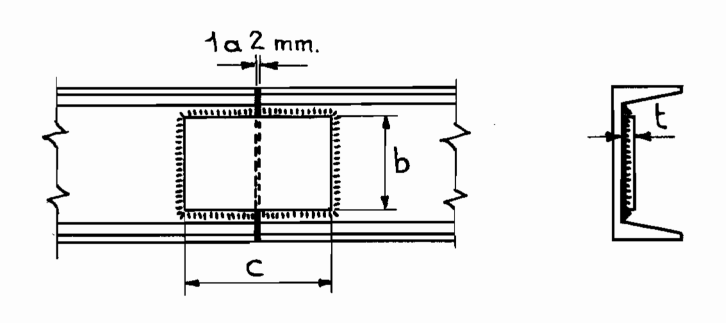
Perfil ⊔	Sección del perfil cm2.	Sección nec. de sold. cm2.	Espesor del cordón = a mm.	Longitud nece. cordón "l" mm.
8	11	16,94	4	176
10	13,5	20,79	4	214
12	17	26,18	4,5	236
14	20,4	31,42	4,5	284
16	24	36,96	5	295
18	28	43,12	5,5	308
20	32,2	49,59	6	320
22	37,4	57,60	6	376
25/8	42,5	65,45	7	350
25/10	53,7	82,70	7	473
30	60,7	93,48	9	379

En este caso no hay cráteres finales.

$$b \geq \frac{a}{0,7}$$

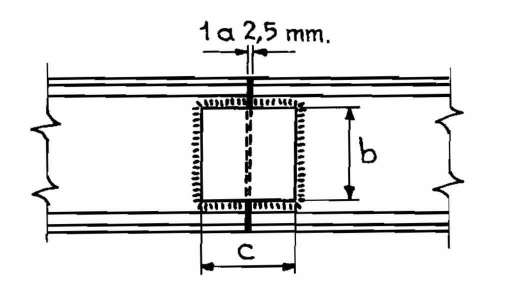
Perfil ⊔	Sección del perfil cm2.	Sección nec. de sold. cm2.	Espesor del cordón = a mm.	Longitud nece. cordón "l" mm
8	11	16,94	4	132
10	13,5	20,79	4	160
12	17	26,18	4,5	171
14	20,4	31,42	4,5	210
16	24	36,96	5	210
18	28	43,12	5,5	212
20	32,2	49,59	6	214
22	37,4	57,60	6	260
25/8	42,5	65,45	7	218
25/10	53,7	82,70	7	342
30	60,7	93,48	9	220

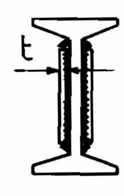
Cálculo de cubrejuntas para perfiles [trabajando a tracción. Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil; a tope = 0,75, en ángulo = 0,65.



Perfil [en cm.	Sección del perfil. cm2.	Sección equivale estando sold. la [cm2.	Sección nec. de las cubrejuntas. cm2.	Cubrejuntas b · t · c mm.	Sección nec. de sold. de cubrejunta. cm2.	Espesor del cord. de cubrej. mm.	Sepa- de [para hacer sold. a top mm.
8	11	8,25	2,75	46·6·70	4,24	4	1
10	13,5	10,13	3,37	60·6·105	5,19	4	1
12	17	12,75	4,25	75·6·135	6,55	4	1
14	20,4	15,30	5,10	90·6·160	7,85	4	1
16	24	18,00	6,00	105·6·190	9,24	4	1,5
18	28	21,00	7,00	125·6·225	10,78	4	1,5
20	32,2	24,15	8,05	140·6·250	12,40	4	1,5
22	37,4	28,05	9,35	156·6·280	14,40	4	2
25/8	42,5	31,88	10,62	185·6·330	16,35	4	2
25/10	53,7	40,28	13,42	170·8·300	20,67	5	2
30	60,7	45,53	15,17	220·7·390	23,36	4	2

Cálculo de cubrejuntas para perfiles I trabajando a tracción. Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil; a tope = 0,75, en ángulo = 0,65.

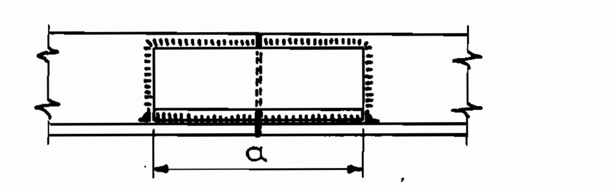


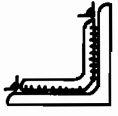


Perfil I en cm.	Sección del perfil cm2.	Sección equivale estando sold. la I cm2.	Sección nec. de las cubrejuntas. cm2.	Cubrejuntas b · t · c mm.	Sección nec. de sold. de cubrejuntas. cm2.	Espesor del cord. de cubrej. mm.	Sepa- de I para sold. a top mm.
8	7,58	5,69	1,89	55·2·55	2,91	1,5	1
10	10,6	7,95	2,65	70·2·70	4,08	1,5	1
12	14,2	10,65	3,55	85·3·85	5,47	2	1
14	18,3	13,73	4,57	100·3·100	7,04	2	1
16	22,8	17,10	5,70	115·3·115	8,78	2	1
18	27,9	20,93	6,97	130·3·130	10,73	2	1
20	33,5	25,13	8,37	145·4·145	12,89	2,5	1
22	39,6	29,70	9,90	160·4·160	15,25	2,5	1,5
24	46,1	34,58	11,52	180·4·180	17,74	2,5	1,5
26	53,4	40,05	13,35	195·5·195	20,56	3	1,5
28	61,1	45,83	15,27	210·5·210	23,52	3	1,5
30	69,1	51,83	17,27	225·5·225	26,60	3	1,5
32	77,8	58,35	19,45	240·5·240	29,95	3,5	2
34	86,8	65,10	21,70	255·5·255	33,42	3,5	2
36	97,1	72,83	24,27	270·6·270	37,38	4	2
38	107	80,25	26,75	285·6·285	41,20	4	2
40	118	88,50	29,50	300·6·300	45,43	4	2
42½	132	99,00	33,00	320·7·320	50,82	4,5	2,5
45	147	110,25	36,75	340·7·340	56,60	4,5	2,5
47½	163	122,25	40,75	360·8·360	62,76	5	2,5
50	180	135,00	45,00	380·8·380	69,30	5	2,5

Cordones en ángulo

Cálculo de cubrejuntas para angulares sometidos a tracción. Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil; a tope = 0,75, en ángulo = 0,65.

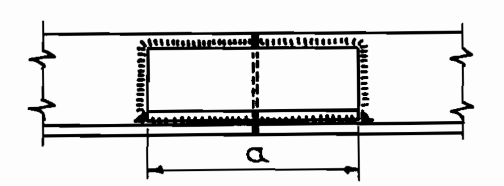


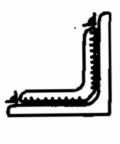


Perfil ┘ en mm.	Sección del perfil cm2.	Sección equivale estando soldado el perfil cm2.	Sección necesaria de la cubrejunta cm2.	Cubrejuntas Perfil ┘	a cm	Sección necesaria de la soldadura. cm2.	Espesor del cordón de la cubrejunta mm.
30·30·3	1,74	1,31	0,43	20·20·3	4	0,66	2
30·30·5	2,78	2,09	0,69	20·20·3	4	1,06	2
35·35·4	2,67	2,00	0,67	20·20·3	4	1,03	2
35·35·6	3,87	2,90	0,97	20·20·3	4	1,48	2
40·40·4	3,08	2,31	0,77	30·30·5	6	1,19	2,5
40·40·6	4,48	3,36	1,12	30·30·5	6	1,73	2,5
45·45·5	4,30	3,23	1,07	30·30·5	6	1,65	2,5
45·45·7	5,86	4,40	1,46	30·30·5	6	2,25	2,5
50·50·5	4,80	3,60	1,20	35·35·4	7	1,85	2,5
50·50·7	6,56	4,92	1,64	35·35·4	7	2,53	2,5
50·50·9	8,24	6,18	2,06	35·35·4	7	3,18	2,5
55·55·6	6,31	4,73	1,58	40·40·4	8	2,43	2,5
55·55·8	8,23	6,17	2,06	40·40·4	8	3,18	2,5
55·55·10	10,1	7,58	2,52	40·40·4	8	3,88	2,5
60·60·6	6,91	5,18	1,73	45·45·5	9	2,67	3
60·60·8	9,03	6,77	2,26	45·45·5	9	3,48	3
60·60·10	11,1	8,33	2,77	45·45·5	9	4,27	3
65·65·7	8,70	6,53	2,17	45·45·5	9	3,34	3
65·65·9	11,0	8,25	2,75	45·45·5	9	4,24	3
65·65·11	13,2	9,9	3,30	45·45·5	9	5,08	3
70·70·7	9,40	7,05	2,35	50·50·5	10	3,62	3
70·70·9	11,9	8,93	2,97	50·50·5	10	4,57	3
70·70·11	14,3	10,73	3,57	50·50·5	10	5,50	3
75·75·8	11,5	8,63	2,87	50·50·5	10	4,42	3
75·75·10	14,1	10,58	3,52	50·50·5	10	5,42	3

Cordones en ángulo

Cálculo de cubrejuntas para angulares sometidos a tracción. Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil; a tope = 0,75, en ángulo = 0,65.





Perfil ⌋ en mm.	Sección del perfil cm2.	Sección equivale estando soldado el perfil cm2.	Sección necesaria de la cubrejunta cm2.	Cubrejuntas Perfil ⌋	a cm	Sección necesaria de la soldadura cm2.	Espesor del cordón de la cubrejunta mm.
75·75·12	16,7	12,53	4,17	50·50·5	10	6,42	4
80·80·8	12,3	9,23	3,07	60·60·6	12	4,73	4
80·80·10	15,1	11,33	3,77	60·60·6	12	5,81	4
80·80·12	17,9	13,43	4,47	60·60·6	12	6,88	4
90·90·9	15,5	11,63	3,87	70·70·7	14	5,96	4
90·90·11	18,7	14,03	4,67	70·70·7	14	7,19	4
90·90·13	21,8	16,35	5,45	70·70·7	14	8,39	4
100·100·10	19,2	14,40	4,80	70·70·7	14	7,39	4
100·100·12	22,7	17,03	5,67	70·70·7	14	8,73	4
100·100·14	26,2	19,65	6,55	70·70·7	14	10,09	4
110·110·10	21,2	15,90	5,30	80·80·8	16	8,16	5
110·110·12	25,1	18,83	6,27	80·80·8	16	9,66	5
110·110·14	29,0	21,75	7,25	80·80·8	16	11,17	5
120·120·11	25,4	19,05	6,35	80·80·8	16	9,78	5
120·120·13	29,7	22,28	7,42	80·80·8	16	11,43	5
120·120·15	33,9	25,43	8,47	80·80·8	16	13,04	5
130·130·12	30,0	22,50	7,50	90·90·9	18	11,55	5
130·130·14	34,7	26,03	8,67	90·90·9	18	13,35	5
130·130·16	39,3	29,48	9,82	90·90·9	18	15,12	5
140·140·13	35,0	26,25	8,75	90·90·9	18	13,48	5
140·140·15	40,0	30,00	10,00	90·90·9	18	15,40	5
140·140·17	45,0	33,75	11,25	90·90·9	18	17,33	5
150·150·14	40,3	30,23	10,07	100·100·10	20	15,51	5
150·150·16	45,7	34,28	11,42	100·100·10	20	17,59	5
150·150·18	51,0	38,25	12,75	100·100·10	20	19,64	5

Carga admisible a cortadura en diferentes espesores de cordones en ángulo, según las longitudes de la tabla. Tensión de trabajo de la soldadura 780 Kg/cm2. En la longitud de la tabla no están incluidos los cráteres finales. Para éstos se aumentará el espesor del cordón para cada final.

Espesor cord. "a" 2 mm	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	1560	1716	1872	2028	2184	2340	2496	2652	2808	2964
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	3120	3276	3432	3588	3744	3900	4056	4212	4368	4524
Espesor cord. "a" 2,5 mm	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	1950	2145	2340	2535	2730	2925	3120	3315	3510	3705
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	3900	4095	4290	4485	4680	4875	5070	5265	5460	5655
Espesor cord. "a" 3 mm	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	2340	2574	2808	3042	3276	3510	3744	3978	4212	4446
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	4680	4914	5148	5382	5616	5850	6084	6318	6552	6786
Espesor cord. "a" 3,5 mm	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	2730	3003	3276	3549	3822	4095	4368	4641	4914	5187
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg.	5460	5733	6006	6279	6552	6825	7098	7371	7644	7917
Espesor del cordón "a" 4 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	3120	3432	3744	4056	4368	4680	4992	5304	5616	5928
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	6240	6552	6864	7176	7488	7800	8112	8424	8736	9048
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	9360	9672	9984	10296	10608	10920	11232	11544	11856	12168
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	12480	12792	13104	13416	13728	14040	14352	14664	14976	15288
Espesor del cordón "a" 4,5 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	3510	3861	4214	4563	4914	5265	5616	5967	6318	6669
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	7020	7371	7722	8073	8424	8775	9126	9477	9828	10179
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg.	10530	10881	11232	11583	11934	12285	12636	12987	13338	13689
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	14040	14391	14742	15093	15444	15795	16146	16497	16848	17199
Espesor del cordón "a" 5 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	3900	4290	4680	5070	5460	5850	6240	6630	7020	7410
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	7800	8190	8580	8970	9360	9750	10140	10530	10920	11310
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	11700	12090	12480	12870	13260	13650	14040	14430	14820	15210
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	15600	15990	16380	16770	17160	17550	17940	18330	18720	19110
Espesor del cordón "a" 6 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	4680	5148	5616	6084	6552	7020	7488	7956	8424	8892
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	9360	9828	10296	10764	11232	11700	12168	12636	13104	13572
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	14040	14508	14976	15444	15912	16380	16848	17316	17784	18252

Esp.	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
6 mm	Tensión Kg	18720	19188	19656	20124	20592	21060	21528	21996	22464	22932
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	5460	6006	6552	7098	7644	8190	8736	9282	9828	10374
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	10920	11466	12012	12558	13104	13650	14196	14742	15288	15834
dón "a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
7 mm.	Tensión Kg	16380	16926	17472	18018	18564	19110	19656	20202	20748	21294
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	21840	22386	22932	23478	24024	24570	25116	25662	26208	26754
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	6240	6864	7488	8112	8736	9360	9984	10608	11232	11856
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	12480	13104	13728	14352	14976	15600	16224	16848	17472	18096
dón "a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
8 mm.	Tensión Kg	18720	19344	19968	20592	21216	21840	22464	23088	23712	24336
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	24960	25584	26208	26832	27456	28080	28704	29328	29952	30576
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	7020	7722	8424	9126	9828	10530	11232	11934	12636	13338
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	14040	14742	15444	16146	16848	17550	18252	18954	19656	20358
dón "a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
9 mm.	Tensión Kg	21060	21762	22464	23166	23868	24570	25272	25974	26676	27378
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	28080	28782	29484	30186	30888	31590	32292	32994	33696	34398
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	35100	35802	36504	37206	37908	38610	39312	40014	40716	41418
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	42120	42822	43524	44226	44928	45630	46332	47034	47736	48438
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	7800	8580	9360	10140	10920	11700	12480	13260	14040	14820
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	15600	16380	17160	17940	18720	19500	20280	21060	21840	22620
dón "a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
10 mm	Tensión Kg	23400	24180	24960	25740	26520	27300	28080	28860	29640	30420
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	31200	31980	32760	33540	34320	35100	35880	36660	37440	38220
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	39000	39780	40560	41340	42120	42900	43680	44460	45240	46020
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	46800	47580	48360	49140	49920	50700	51480	52260	53040	53820
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	8580	9438	10296	11154	12012	12870	13728	14586	15440	16302
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	17160	18018	18876	19734	20592	21450	22308	23166	24024	24882
dón "a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
11 mm	Tensión Kg	25740	26598	27456	28314	29172	30030	30888	31746	32604	33462
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	34320	35178	36036	36894	37752	38610	39468	40326	41184	42040
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	42900	43758	44613	45474	46332	47190	48048	48906	49764	50622
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	51480	52338	53196	54054	54912	55770	56628	57486	58344	59202
Esp.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
12 mm	Tensión Kg	9360	10296	11232	12168	13104	14040	14976	15912	16848	17784

Espe- sor del cor- dón "a" 12 mm	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	18720	19656	20592	21528	22464	23400	24336	25272	26208	27144
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	28080	29016	29952	30888	31824	32760	33696	34632	35568	36504
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	37440	38376	39312	40248	41184	42120	43056	43992	44928	45864
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	46800	47736	48672	49608	50544	51480	52416	53352	54288	55224
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	56160	57096	58032	58968	59904	60840	61776	62712	63648	64584

Carga admisible a cortadura en diferentes espesores de cordones en ángulo, según las longitudes de la tabla. Tensión de trabajo de la soldadura 910 Kg/cm2. En la longitud de la tabla no están incluidos los cráteres finales. Para éstos se aumentará el espesor del cordón para cada final.

Espe- sor cord. "a" 2 mm	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	1820	2002	2184	2366	2548	2730	2912	3094	3276	3458
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	3640	3822	4004	4186	4368	4550	4732	4914	5096	5278
Espe- sor cord. "a" 2,5 mm	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	2275	2502	2730	2957	3185	3412	3640	3868	4095	4323
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	4550	4777	5005	5232	5460	5687	5915	6142	6370	6597
Espe- sor cord. "a" 3 mm	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	2730	3003	3276	3549	3822	4095	4368	4641	4914	5187
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	5460	5733	6006	6279	6552	6825	7098	7371	7644	7919
Espe- sor cord. 3,5 mm	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	3185	3503	3822	4140	4459	4777	5096	5414	5733	6051
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	6370	6688	7007	7325	7644	7962	8281	8599	8918	9236
Espe- sor del cor- dón "a" 4 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	3640	4004	4368	4732	5096	5460	5824	6188	6552	6916
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	7280	7644	8008	8372	8736	9100	9464	9828	10192	10556
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	10920	11284	11648	12012	12376	12740	13104	13468	13832	14196
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	14560	14924	15288	15652	16016	16380	16744	17108	17472	17836
Espe- sor del cor- dón "a" 4,5 mm	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	4095	4504	4914	5323	5733	6142	6552	6961	7371	7780
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	8190	8599	9009	9418	9828	10237	10647	11056	11466	11875
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	12285	12694	13104	13513	13923	14332	14742	15151	15561	15970
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	16380	16789	17199	17608	18018	18427	18837	19246	19656	20065
Espe- sor cord. "a" 5 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	4550	5005	5460	5915	6370	6825	7280	7735	8190	8645
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	9100	9555	10010	10465	10920	11375	11830	12285	12740	13195

Espe-	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
sor	Tensión Kg	13650	14105	14560	15015	15470	15925	16380	16835	17290	17745
cord."a"	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
5 mm.	Tensión Kg	18200	18655	19110	19565	20020	20475	20930	21385	21840	22295
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	5460	6006	6552	7098	7644	8190	8736	9282	9828	10374
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	10920	11466	12012	12558	13104	13650	14196	14742	15288	15834
dón "a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
6 mm.	Tensión Kg	16380	16926	17472	18018	18564	19110	19656	20202	20748	21294
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	21840	22386	22932	23478	24024	24570	25116	25662	26208	26754
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	6370	7007	7644	8281	8918	9555	10192	10829	11466	12103
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	12740	13377	14014	14651	15288	15925	16562	17199	17836	18473
dón "a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
7 mm.	Tensión Kg	19110	19747	20384	21021	21658	22295	22932	23569	24206	24843
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	25480	26117	26754	27391	28028	28665	29302	29939	30576	31213
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	7280	8008	8736	9464	10192	10920	11648	12376	13104	13832
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	14560	15288	16016	16744	17472	18200	18928	19656	20384	21112
dón "a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
8 mm.	Tensión Kg	21840	22568	23296	24024	24752	25480	26208	26936	27664	28392
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	29120	29848	30576	31304	32032	32760	33488	34216	34944	35672
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	8190	9009	9828	10647	11466	12285	13104	13923	14742	15561
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	16380	17199	18018	18837	19656	20475	21294	22113	22932	23751
dón "a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
9 mm.	Tensión Kg	24570	25389	26208	27027	27846	28665	29484	30303	31122	31941
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	32760	33579	34398	35217	36036	36855	37674	38493	39312	40131
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	40950	41769	42588	43407	44226	45045	45864	46683	47502	48321
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	49140	49959	50778	51597	52416	53235	54054	54873	55692	56511
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	9100	10010	10920	11830	12740	13650	14560	15470	16380	17290
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	18200	19110	20020	20930	21840	22750	23660	24570	25480	26390
dón "a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
10 mm.	Tensión Kg	27300	28210	29120	30030	30940	31850	32760	33670	34580	35490
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	36400	37310	38220	39130	40040	40950	41860	42770	43680	44590
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	45500	46410	47320	48230	49140	50050	50960	51870	52780	53690
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	54600	55510	56420	57330	58240	59150	60060	60970	61880	62790
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
11 mm	Tensión Kg	10010	11011	12012	13013	14014	15015	16016	17017	18018	19019

Espe-	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
sor	Tensión Kg	20020	21021	22022	23023	24024	25025	26026	27027	28028	29029
del	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
cor-	Tensión Kg	30030	31031	32032	33033	34034	35035	36036	37037	38038	39039
dón"a"	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
11 mm.	Tensión Kg	40040	41041	42042	43043	44044	45045	46046	47047	48048	49049
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	50050	51051	52052	53053	54054	55055	56056	57057	58058	59059
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	60060	61061	62062	63063	64064	65065	66066	67067	68068	69069
Espe-	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
sor	Tensión Kg	10920	12012	13104	14196	15288	16380	17472	18564	19656	20748
del	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
cor-	Tensión Kg	21840	22932	24024	25116	26208	27300	28392	29484	30576	31668
dón"a"	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
12 mm.	Tensión Kg	32760	33852	34944	36036	37128	38220	39312	40404	41496	42588
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	43680	44772	45864	46956	48048	49140	50232	51324	52416	53508
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	54600	55692	56784	57876	58968	60060	61152	62244	63336	64428
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	65520	66612	67704	68796	69888	70980	72072	73164	74256	75348

I N T R O D U C C I O N

La unión de piezas metálicas por medio de remaches, se utiliza con éxito, desde mucho antes de la aparición de la soldadura eléctrica.

Según la superficie que se quiera que quede en las piezas a unir, se utilizarán los distintos tipos de remaches que hay, y se hará la preparación necesaria en las chapas.

Los tipos principales de remaches que hay para las uniones de construcciones metálicas y calderas, son los siguientes (Fig. 186).

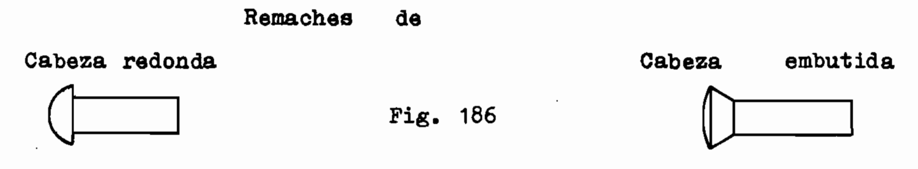


Fig. 186

Los remaches de cabeza embutida o metida dentro, se utilizarán cuando tenga que quedar casi lisa la superficie remachada. En este caso se tiene que hacer un avellanado en la chapa para alojar la cabeza.

El remache se tomará siempre un milímetro menor que el agujero de las piezas a unir, teniéndose en cuenta que al ser remachado lo llenará perfectamente, por lo cual para el cálculo de la resistencia del remache se tomará siempre el diámetro del agujero.

La longitud del remache tendrá que ser una determinada, para que al remacharlo se pueda formar la cabeza.

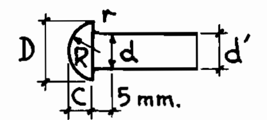
En las tablas que vienen a continuación se pueden ver los datos necesarios de los diferentes remaches, y la preparación de las chapas para los de cabeza embutida. (Tablas 16 y 17)

TABLA 16.- DIMENSIONES DE LOS REMACHES EN MM.

Remaches de cabeza redonda para construcciones metálicas

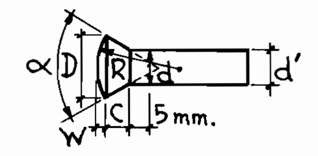
d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
d' ≥	9,4	11,3	13,2	15,2	17,1	19,1	20,9	22,9	25,8	28,6	31,6	34,6
D	16	19	22	25	28	32	36	40	43	48	53	58
C	6,5	7,5	9	10	11,5	13	14	16	17	19	21	23
R	8	9,5	11	13	14,5	16,5	18,5	20,5	22	24,5	27	30
r	0,5	0,6	0,6	0,8	0,8	1	1	1,2	1,2	1,6	1,6	2

Remaches de cabeza redonda para calderas



d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
d'≧	9,4	11,3	13,2	15,2	17,1	19,1	20,9	22,9	25,8	28,6	31,6	34,6
D	18	22	25	28	32	36	40	43	48	53	58	64
C	7	9	10	11,5	13	14	16	17	19	21	23	25
R	9,5	11	13	14,5	16,5	18,5	20,5	22	24,5	27	30	33
r	1	1,6	1,6	2	2	2	2	2,5	2,5	3	3	4

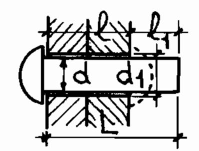
Remaches de cabeza embutida



d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
d'≧	9,4	11,3	13,2	15,2	17,1	19,1	20,9	22,9	25,8	28,6	31,6	34,6
D	14,5	18	21,5	26	30	31,5	34,5	38	42	42,5	46,5	51
C	3	4	5	6,5	8	10	11	12	13,5	15	16,5	18
W	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2
R	27	41	58	85	113	124,5	75,5	91	111	114	136	164
α	75°	75°	75°	75°	75°	60°	60°	60°	60°	45°	45°	45°

TABLA 17.- LONGITUD DE LOS REMACHES EN MM. Y AVELLANADO DE LAS CHAPAS

(C = Calderas)   Remachado de cabeza redonda   (CM = Const.Metál.)

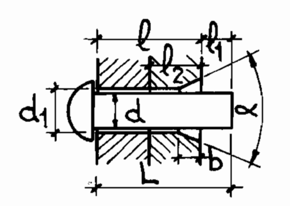


$L = l + l_1$

d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
d_1	11	13	15	17	19	21	23	25	28	31	34	37
(CM) $l = d$; $l_1 =$	14	16	18	22	24	28	30	34	37	40	43	45
(CM) $l = 2 \cdot d$; $l_1 =$	16	18	22	26	29	32	34	37	41	45	49	53
(C) $l = d$; $l_1 =$	18	22	26	29	32	35	40	44	46	50	54	60
(C) $l = 2 \cdot d$; $l_1 =$	22	26	30	33	36	40	46	47	51	55	59	63

Remachado de cabeza embutida

l_2 min.= $b + 0{,}5$ mm.



$L = l + l_1$

d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
d_1	11	13	15	17	19	21	23	25	28	31	34	37
b	2,3	3,3	4,3	5,9	7,2	9,1	10	11,3	12,2	13,9	15,1	16,9
$l = d$; $l_1 =$	6	8	8	10	12	12	14	16	17	20	21	22
$l = 2 \cdot d$; $l_1 =$	8	10	12	13	16	18	18	20	21	23	24	25
$l = 3 \cdot d$; $l_1 =$	12	14	16	17	21	22	24	25	26	27	27	28
α	75°	75°	75°	75°	75°	60°	60°	60°	60°	45°	45°	45°

ESPESORES A REMACHAR

El diámetro de los remaches se escoge normalmente, sugún sea el espesor de la chapa más delgada de la unión.

Espesor de la chapa más delgada de la unión en mm.	Diámetro del agujero en mm.
3 - 5	8,5
4 - 7	11
5 - 8	13
6 - 9	15
7 - 10	17
8 - 11	19
9 - 12	21
10 - 13	23
12 - 17	25
18 - 20	28
21 - 25	31

Deberá también cumplir la condición de que los espesores de las chapas o perfiles unidos por el remache, sea menor de 4·d para remaches de diámetro inferior a 17 mm., y no exceda de 5·d en los diámetros mayores. Estos espesores son los siguientes según el diámetro de los remaches :

Diámetro del agujero en mm.	Espesores máximos unidos en mm.
11	40
13	45
15	55
17	75
19	90
21	100
23	110
25	120

CALCULO DE LOS REMACHES

Por las tablas que vienen a continuación se pueden calcular los remaches según el tipo de unión, y el espesor de la chapa más delgada.

CALCULO DE REMACHES

Tipo de unión ("d_1" y "e" en cm)		Modo de actuar	Fórmula de cálculo ("d_1" y "e" en cm)	Diámetro del agujero rem. $=d_1$ mm.	Espesor míni. de unión e mm.	Resistencia de 1 remache Kg.
Unión simple	Cálculo a esfuerzo cortante por ser $e > 0{,}393 \cdot d_1$		$T = \frac{d_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1200$	11 13 15 17 19 21 23	5 6 6 7 8 9 10	1140 1592 2120 2723 3402 4156 4985
	Cálculo a esfuerzo de compresión contra las paredes por ser $e \leq 0{,}393 \cdot d_1$		$T = d_1 \cdot e \cdot 2400$	11	3 4	792 1056
				13	3 4 5	936 1248 1560
				15	3 4 5	1080 1440 1800
				17	4 5 6	1632 2040 2448
				19	5 6 7	2280 2736 3192
				21	6 7 8	3024 3528 4032
				23	7 8 9	3864 4416 4968

CALCULO DE REMACHES

Tipo de unión ("d_1" y "e" en cm)		Modo de actuar	Fórmula de cálculo ("d_1" y "e" en cm)	Diámetro agujero remache $=d_1$ mm.	Espesor mínimo unión e mm.	Resistencia de T remache Kg.
Unión doble	Cálculo a esfuerzo cortante por ser $e > 0{,}785 \cdot d_1$		$T = 2 \cdot \frac{d_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1200$ e= el menor e_1 ó $2 \cdot e_2$	11	9	2280
				13	11	3185
				15	12	4241
				17	14	5447
				19	16	6804
				21	17	8312
				23	19	9971
	Cálculo a esfuerzo de compresión contra las paredes por ser $e \leq 0{,}785 \cdot d_1$		$T = d_1 \cdot e \cdot 2400$ e = el menor de los dos valores e_1 ó $2 \cdot e_2$	11	7	1848
					8	2112
				13	9	2808
					10	3120
				15	9	3240
					10	3600
					11	3960
				17	11	4488
					12	4896
					13	5304
				19	13	5928
					14	6384
					15	6840
				21	14	7056
					15	7560
					16	8064
				23	16	8832
					17	9384
					18	9936

DISPOSICION DE LOS REMACHES

Los remaches se pondrán según las disposiciones de la siguiente tabla, para evitar la debilitación de los perfiles o chapas que unen (para las alas de los perfiles ver tablas del Capitulo I).

TABLA 18

DISTANCIAS l, a, b, z, y en MM.

Ø aguj. d_1	Paso "l" del remache.			Distancia "a" borde de chapa			Distancia "b" al borde de la chapa			Dist. "z"	Dist. "y"	Ø aguj. d_1
	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	mini.	mini.	
11	30	35	60	20	25	30	15	20	30	14	11	11
13	35	40	70	20	30	35	15	25	35	16	12	13
15	40	50	80	25	30	40	20	30	40	18	14	15
17	45	60	90	25	35	45	20	35	45	19	16	17
19	50	75	100	30	35	50	25	40	50	20	18	19
21	55	80	110	30	45	55	25	40	55	22	20	21
23	60	90	120	35	45	60	30	45	60	24	21	23
	Fig. 1			Fig. 1 y 2			Fig. 1 y 2			Fig. 3	F. 4	

Fig. 1

Fig. 2

Fig. 3

Fig. 4

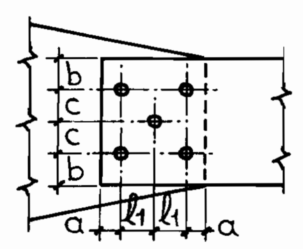
DISTANCIA l_1 EN MM. PARA C = 15 a 100 MM. Fig. 2

Distancia C	Ø aguj. 11			Ø aguj. 13			Ø aguj. 15			Ø aguj. 17			Ø aguj. 19			Ø aguj. 21			Ø aguj. 23		
	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.
15	25	30	80	30	40	100	35	45	110	40	50	120	45	55	130	50	60	145	55	70	160
20	20	30	75	25	40	100	30	45	110	40	50	120	45	55	130	50	60	145	55	65	160
25	15	25	75	25	35	95	30	40	100	35	45	115	40	50	125	45	55	140	55	65	160
30			75	15	30	95	20	35	100	35	45	115	40	50	125	45	55	135	50	60	155
35			70		25	90		30	95	30	40	115	35	45	120	40	50	135	45	60	155
40			70		20	90		25	95	20	35	115	30	40	120	35	45	135	40	55	155
45			65			85			90		30	110	25	35	115	30	40	130	35	55	155
50			60			85			90		20	110		35	115	25	40	130	30	50	155
55			55			80			85			105		25	115		35	130		45	150
60			50			75			80			100			110		25	125		35	150
65			45			70			75			95			100			125		25	145
70			35			65			70			90			95			120			145
75						60			65			85			90			115			140
80						55			60			85			90			115			140
85						45			50			80			85			110			135
90						35			40			70			80			105			135
95												65			70			100			130
100																		100			125

a) Cálculo de los remaches necesarios en una unión sometida a tracción o compresión (carga estática). Fig. 187.

Tipo de unión = unión simple. Espesor de cada chapa 10 mm. Esfuerzo a resistir 16800 Kg. Tres filas de remaches C = 50 mm. (el valor C vale también para más de dos filas).

Fig. 187



Según el espesor de las tablas le corresponde remache de diámetro de agujero 19 mm.

Resistencia de un remache de agujero 19 mm. con chapa de 10 mm. (esfuerzo cortante) = 3402 Kg.

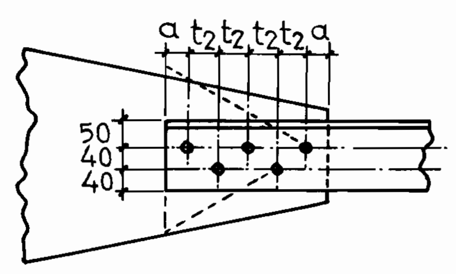
$$\text{Número de remaches} = \frac{16800}{3402} \approx 5$$

Distancia normal "a" según tablas = 35 mm.
Distancia máxima "b" según tablas = 50 mm.
Paso l_1 normal según tablas = 35 mm.

b) Cálculo de los remaches necesarios en una unión sometida a carga alternativa (DIN 120). Figura 188.

Tipo de unión = unión simple. Espesor de la chapa 12 mm. Angular perfil de 130·130·12. Esfuerzo de compresión 15740 Kg. Esfuerzo de tracción 17000 Kg. Dos filas de remaches (ver tablas capitulo I).

Fig. 188



(Las cartelas deberán tener la sección necesaria al final del angular, para resistir el esfuerzo a que está solicitado éste. Con 60°)

Según el espesor de la chapa y del perfil le corresponde de diámetro de agujero 23 mm.

Resistencia de un remache de agujero de 23 mm. con chapa de 12 mm. (esfuerzo cortante) = 4985 Kg.

$$\text{Número de remaches} = \left(1+0,3\cdot\frac{P_{min}}{P_{max}}\right)\cdot\frac{P_{max}}{4985} = \left(1+0,3\cdot\frac{15740}{17000}\right)\cdot\frac{17000}{4985} \approx 5$$

P_{max} = Fuerza máxima de la unión (tracción o compresión según el caso).
P_{min} = Fuerza mínima de la unión (tracción o compresión según el caso).
Distancia t_2 según la tabla del capitulo I = 64 mm.

Distancia normal "a" según tablas = 45 mm.

CALCULO DE LOS REMACHES EN VIGAS ARMADAS

El diámetro de los remaches se coge según el espesor de las piezas a unir.

Para calcular el paso de los remaches que unen los angulares y el alma se utilizarán las fórmulas siguientes:

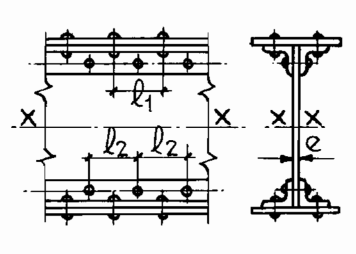


Fig. 189

Si trabajan a compresión contra las paredes

$$l_2 \leq \frac{d_2 \cdot e \cdot 2400}{Q} \cdot \frac{I_x}{Me}$$

si trabajan a cortadura será

$$l_2 \leq \frac{2 \cdot d_2^2 \cdot \pi \cdot 1200}{4 \cdot Q} \cdot \frac{I_x}{Me}$$

Para calcular el paso de los remaches que unen los angulares con la platabanda del ala se utilizará la fórmula siguiente:

$$l_1 \leq \frac{2 \cdot d_1^2 \cdot \pi \cdot 1200}{4 \cdot Q} \cdot \frac{I_x}{Me'}$$

I_x = Momento de inercia de la viga en cm4. (sin descuento de agujeros).
Q = Esfuerzo cortante en Kg.
e = Espesor del alma en cm.
d_1 = Diámetro del agujero del remache del ala en cm.
d_2 = Diámetro del agujero del remache en el alma en cm.

Me = Momento estático de dos angulares y una platabanda en cm3. (sin descuento de agujeros).
Me'= Momento estático de una platabanda en cm3. (sin descuento de agujeros).
l_1 y l_2 = paso de los remaches en cm.

El paso que se calcula con las fórmulas anteriores es en los extremos de la viga, en dónde el esfuerzo cortante tiene su máximo valor. El paso se puede ir aumentando por este motivo, hacía el centro de la viga, pero sin exceder de $8 \cdot d_2$. El paso mínimo es de $2{,}5 \cdot d_2$.

Los remaches del ala alternan con los del alma, y si el paso l_2 es muy pequeño se puede tomar entonces $l_1 = 2 \cdot l_2$.

Para calcular el paso de los remaches, en vigas I normales y de ala ancha, se cogerá la misma fórmula de unión de las platabandas con los angulares, en las vigas armadas.

CALCULO DEL CUBREJUNTAS DEL ALMA

Los cubrejuntas deberán resistir el momento flector y esfuerzo cortante, del sitio de la viga en dónde estén colocados.

Para que los cubrejuntas tengan igual momento de inercia que

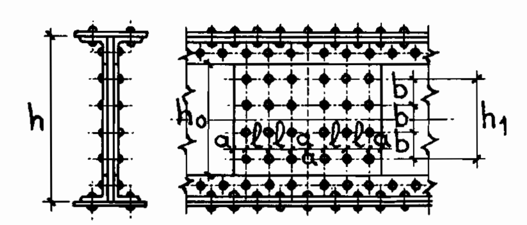
el alma, se calculará su espesor por la fórmula siguiente:

$$e_1 = \frac{e}{2} \cdot (\frac{h}{h_o})^3$$

h = Altura del alma en cm. h_o = Altura del cubrejuntas en cm. e = Espesor del alma en cm. e_1 = Espesor de un cubrejuntas en cm. (El espesor de los cubrejuntas no deberá ser inferior a 8 mm).

A continuación se puede ver como se pondrán los cubrejuntas del alma de la viga, y la disposición de sus remaches (Fig. 190).

d_2 = Diámetro del agujero del remache en el alma en cm.



$a = 2 \cdot d_2$

$l = 3 \text{ a } 4 \cdot d_2$

$b = 3 \text{ a } 5 \cdot d_2$

Fig. 190

Con miras a que trabajen mejor los remaches, se aumentará la separación b de los remaches en el eje de la viga, y, se disminuirá a medida que se alejen.

De filas de remaches verticales a cada lado de la unión, suelen ponerse de 2 a 4 (la del dibujo tiene 3).

a). <u>Tensión de trabajo que hay por el momento flector en los remaches más alejados del eje neutro (que son los que más trabajan), trabajando a compresión contra las paredes (hay que tener esto en cuenta para el diámetro de los remaches)</u>.

$$T_f = f \cdot \frac{1}{d_2 \cdot e} \cdot \frac{Mf_{alma}}{h_1}$$

<u>D a t o s</u>:

$$Mf_{alma} = Mf_{union} \cdot \frac{I_{alma}}{I_{union}}$$

e = Espesor del alma de la viga en cm.

Mf_{union} = Momento flector de la viga en la unión del alma en kg.cm.

I_{union} = Momento de inercia de la viga descontando los agujeros, en la unión del alma en cm4.

I_{alma} = Momento de inercia del alma de la viga descontando los agujeros, en la zona comprendida entre los cubrejuntas (h_o) en cm4

h_1 = Separación entre los remaches más alejados en cm.

d_2 = Diámetro del agujero del remache del alma en cm.

TABLA 19

Coeficiente "f" según el número de filas y remaches a un lado de la cubrejunta.

Nº de remaches verticales	Una fila de remaches verticales.	Dos filas de remaches verticales.	Tres filas de remaches verticales.	Cuatro filas de remaches verticales.
2	1,000	0,500	0,3333	0,2500
3	1,000	0,500	0,3333	0,2500
4	0,900	0,450	0,3000	0,2250
5	0,800	0,400	0,2667	0,2000
6	0,714	0,357	0,2380	0,1785
7	0,643	0,322	0,2143	0,1608
8	0,583	0,292	0,1943	0,1458
9	0,533	0,267	0,1777	0,1332
10	0,491	0,246	0,1637	0,1228
11	0,455	0,228	0,1517	0,1138
12	0,423	0,212	0,1410	0,1058
13	0,396	0,198	0,1320	0,0990
14	0,371	0,186	0,1237	0,0928
15	0,350	0,175	0,1167	0,0875
16	0,331	0,166	0,1103	0,0828
17	0,314	0,157	0,1047	0,0785
18	0,298	0,149	0,0993	0,0745
19	0,284	0,142	0,0947	0,0710
20	0,271	0,136	0,0903	0,0678

b). Tensión de trabajo que hay por el esfuerzo cortante en los remaches, trabajando a compresión contra las paredes (se tendrá esto en cuenta para el diámetro de los remaches).

$$T_{cor} = \frac{V}{e \cdot d_2}$$

D a t o s:

$$V = \frac{Q}{z \cdot n}$$

Q = Esfuerzo cortante de la viga en la unión del alma en Kg.
z = Número de filas verticales de remaches a un lado de la cubrejunta.
n = Número de remaches en cada fila.
d_2 = Diámetro del agujero del remache del alma en cm.
e = Espesor del alma de la viga en cm.

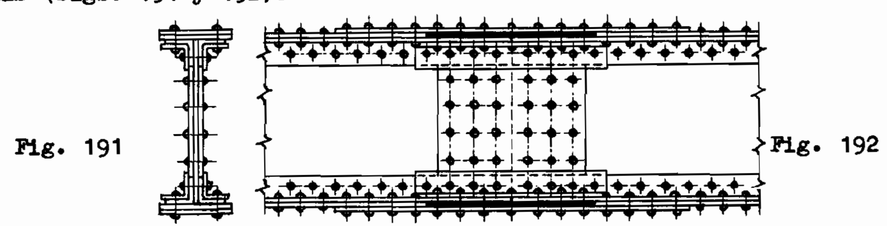
c). Tensión de trabajo total que hay por el momento flector y el esfuerzo cortante en los remaches.

$$T_{trab} = \sqrt{Tf^2 + T_{cor}^2} \leq 2400$$

CALCULO DE LOS CUBREJUNTAS DEL ANGULAR Y DE LA PLATABANDA

En las vigas largas habrá que hacer un empalme en toda su sec

ción, ya que los perfiles laminados tienen una longitud máxima determinada. En este caso además de tener que poner una cubrejunta en el alma, se tendrán que poner también otras en los angulares y en las platabandas (Figs. 191 y 192).


Fig. 191 Fig. 192

Para repartir mejor los esfuerzos de los remaches, se le pondrá un forro (zona negra) en la parte central. De esta manera los remaches que están donde el forro, transmitirán los esfuerzos de los angulares y los otros los de la platabanda.

La longitud de los cubrejuntas viene determinada por el número de remaches necesarios para transmitir el esfuerzo.

El cubrejuntas del angular, será otro angular que tenga su misma sección, o uno igual.

El cubrejuntas de la platabanda será otra chapa de igual sección.

El número de remaches necesarios para cada lado del cubrejuntas, se calcula por la siguiente fórmula:

A cortadura $n = \dfrac{S_n}{\dfrac{\pi \cdot d_1^2}{4}}$

A compresión $n = \dfrac{S_n}{d_1 \cdot e}$

<u>Datos:</u>

S_n = Sección del angular o platabanda descontando los agujeros de los remaches en cm2.
d_1 = Diámetro del agujero del remache en cm.
e = Espesor menor de la unión en cm.

CALCULO DE PRESILLAS REMACHADAS

(Figuras 193 y 194)

Los momentos y esfuerzos se pondrán en Kg., y los espesores y cotas en cm. P = carga o cargas verticales en Kg. Las presillas llevarán tres remaches en cada lado. d_1 = Diámetro del agujero del remache en cm.

Esfuerzo de la carga $P_1 = \dfrac{\omega_x \cdot P}{80}$

($\omega_x = \omega_{y_1}$ideal, ver pág.88)

Esfuerzo de empuje en cada presilla $P_2 = \dfrac{P_1 \cdot l_1}{2 \cdot l_2}$

Fig. 193

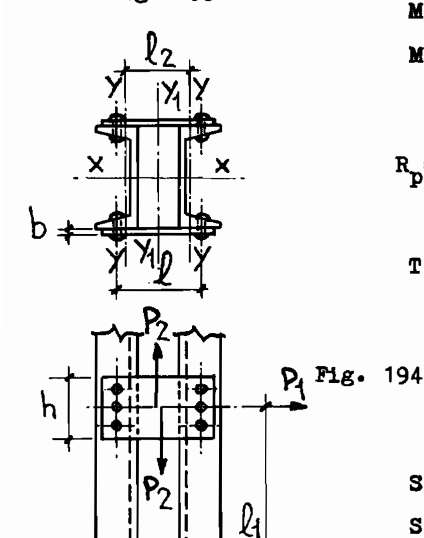


Fig. 194

Momento flector $Mf = P_2 \cdot \dfrac{l}{2}$

Momento resistente de cada presilla =

$$R_p = \frac{\dfrac{b \cdot h^3}{12} - \left[\left(\dfrac{b \cdot d_1^3}{12} + b \cdot d_1 \cdot h_1^2\right) \cdot 2 + \left(\dfrac{b \cdot d_1^3}{12}\right) \right]}{\dfrac{h}{2}}$$

Tensión de trabajo de la presilla

$$T_{trab} = \frac{Mf}{R_p} \leq T_{adm}$$

<u>Remaches</u>

Sección de un agujero $S = \dfrac{d_1^2 \cdot \pi}{4}$

Sección de aplastamiento de un agujero

$$S_1 = d_1 \cdot b$$

Esfuerzos máximos que actúan en los remaches.

$$P_{cor} = \frac{P_2}{3} \quad ; \quad P_f = \frac{Mf}{h_1 \cdot 2}$$

Carga resultante:

$$P_r = \sqrt{P_{cor}^2 + P_f^2}$$

Tensión de trabajo en los remaches:

$$T_{cor} = \frac{P_r}{S} \leq 1200 \text{ Kg/cm2.} \quad ; \quad T_c = \frac{P_r}{S_1} \leq 2400 \text{ Kg/cm2.}$$

UNIONES ATORNILLADAS

Las uniones atornilladas son muy útiles para facilitar la unión en el montaje de piezas, que por sus dimensiones tienen que ir en varios trozos. También se usan en otros casos para obtener más comodidad y rapidez en el montaje.

En la disposición de las uniones atornilladas solo cambiará con respecto a las remachadas, el paso que será de 3,5 a 4·d para poder emplear la llave.

Las fórmulas de cálculo serán las siguientes:

Tipo de unión		Fórmula
Unión simple	Cálculo a esfuerzo cortante. $e > 0{,}493 \cdot d$	$T = \dfrac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 800$
	Cálculo a esfuerzo de compresión contra las paredes $e \leq 0{,}493 \cdot d$	$T = d \cdot e \cdot 1800$

Unión doble	Cálculo a esfuerzo cortante $e > 0{,}983 \cdot d$	$T = 2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 800$
	Cálculo a esfuerzo de compresión contra las paredes $e \leq 0{,}983 \cdot d$	$T = d \cdot e \cdot 1800$

La interpretación de "e" será igual que la de los remaches.

A continuación se pueden ver las tablas de los tornillos de rosca métrica, y Whitworth (tabla 20 y 21).

Tornillos hexagonales no ajustados con rosca Métrica

TABLA 20

d, dn, K, r_1, r_2, x_1, O, z, m, S, e en mm. y d', dn' en cm2.

d	M 8	M 10	M 12	M 16	M 20	M 22	M 24	M 27	M 30	M 33	M 36	M 39	M 42	M 45	M 48
dn	6,37	8,05	9,72	13,4	16,7	18,7	20,1	23,1	25,4	28,4	30,8	33,8	36,1	39,1	41,5
K	5,5	7	8	10,5	13	14	15	17	19	21	23	25	26	28	30
r_1	6	8	10	15	18	20	20	25	25	30	30	35	40	40	45
r_2	0,5	0,5	0,5	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
x_1	3	3,5	4	5	6	6	7	7	8	8	10	10	11	11	12
O	1	2	2	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	5	5
z	1,5	1,7	2	2,3	3	3,3	4	4	5	5	6	6	6	7	7
m	6,5	8	9,5	13	16	17	18	20	22	25	28	30	32	35	38
S	14	17	19	24	30	32	36	41	46	50	55	60	65	70	75
e	16,2	19,6	21,9	27,7	34,6	36,9	41,6	47,3	53,1	57,7	63,5	69,3	75,0	80,8	86,5
d'	0,50	0,78	1,13	2,01	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	8,55	10,1	11,9	13,8	15,9	18,1
dn'	0,31	0,50	0,74	1,41	2,20	2,76	3,17	4,19	5,09	6,36	7,45	8,97	10,2	12,0	13,5
Longitud de rosca en mm.															
b=	18	20	22	28	32	35	38	40	45	50	55	60	65	-	-
l=	15 hasta 50		20 hasta 60	30 hasta 80		40 hasta 80		60 hasta 80	80 hasta 100		100	100	120	-	-
b=	22	25	28	35	40	45	50	55	60	65	70	75	85	85	85
l=	55 hasta 100	55 hasta 200	≥ 65	≥ 90					≥ 110				≥ 130	≥ 140	≥ 150
b=	-	-	40	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	110
	1 > 200														

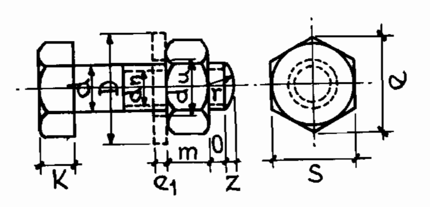
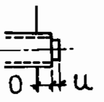


TABLA 21



Punta de los tornillos de 2 1/4" a 4"

Tornillo							Sección		Tuercas exago.			Arandela		
ø pulg. ingl.	d_n mm	d mm	K mm	r mm	O mm	z mm	espiga cm2.	nucleo cm2.	m mm	s mm	e mm	d_u mm	D mm	e1 mm
1/4	4,72	6,35	5	5	1	1,2	0,31	0,17	5,5	11	12,7	7	14	1,5
5/16	6,13	7,94	6	6	1	1,5	0,49	0,29	6,5	14	16,2	9	18	2
3/8	7,49	9,53	7	8	2	1,5	0,71	0,44	8	17	19,6	11	22	2,5
1/2	9,99	12,7	9	10	2	2,3	1,27	0,78	11	22	25,4	14	28	3
5/8	12,92	15,9	11	15	3	2,3	1,98	1,31	13	27	31,2	17,5	34	3
3/4	15,80	19,1	13	18	3	3	2,85	1,96	16	32	36,9	21	40	4
7/8	18,61	22,2	16	20	3	3,4	3,88	2,72	18	36	41,6	24	45	4
1	21,33	25,4	18	22	4	4	5,07	3,57	20	41	47,3	27	52	5
1 1/8	23,93	28,6	20	25	4	4,5	6,41	4,50	22	46	53,1	31	58	5
1 1/4	27,10	31,8	22	30	4	5	7,91	5,77	25	50	57,7	34	62	5
1 3/8	29,50	34,9	24	30	5	5,5	9,58	6,84	28	55	63,5	37	68	6
1 1/2	32,68	38,1	27	35	5	6	11,3	8,39	30	60	69,3	40	75	6
1 5/8	37,79	41,3	29	40	5	6	13,4	9,5	32	65	75	44	80	7
1 3/4	37,95	44,5	32	40	5	7	15,5	11,3	35	70	80,8	47	85	7
1 7/8	40,40	47,6	34	45	5	7	17,8	12,8	38	75	86,5	50	92	8
2	43,57	50,8	36	45	5	8	20,3	14,9	40	80	92,4	54	98	8
2 1/4	49,02	57	40	-	6	8	25,6	18,9	45	85	98	60	105	9
2 1/2	55,37	64	45	-	6	8	31,6	24,1	50	95	110	66	120	9
2 3/4	60,56	72	48	-	6	8	38,3	28,8	55	105	121	75	130	10
3	66,91	76	52	-	6	8	45,6	35,2	60	110	127	80	135	10
3 1/4	72,54	85	58	-	7	8	53,5	41,3	65	120	139	88	150	12
3 1/2	78,89	90	62	-	7	10	62,0	48,9	70	130	150	92	160	12
3 3/4	84,41	95	65	-	7	10	71,2	55,9	75	135	156	98	165	12
4	90,76	100	70	-	7	10	81,0	64,7	80	145	167	105	185	14

REPRESENTACION DE LOS REMACHES EN LOS PLANOS DIN-407

En dibujos de taller, hasta la escala 1:5 es suficiente tomar para los signos convencionales el tamaño de los diámetros de los agujeros; a escala menor se tomará el diámetro de la cabeza.

			10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
Diámetro del remache en bruto mm.			10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
Diámetro del agujero mm.			11	13	15	17	19	21	23	25	28	31	34	37
Signos para	Cabezas redondas en ambos lados				15		19				28	31	34	37
Signos para	Cabezas avellanadas	cabeza superior embutida			15		19				28	31	34	37
Signos para	Cabezas avellanadas	cabeza inferior embutida			15		19				28	31	34	37
Signos para	Cabezas avellanadas	ambas cabezas embutidas			15		19				28	31	34	37
Signos para	remachar en el montaje				15		19				28	31	34	37
Signos para	taladrar en el montaje				15		19				28	31	34	37

REPRESENTACION DE LOS TORNILLOS EN LOS PLANOS DIN-407

En dibujos de taller, hasta la escala 1:5 es suficiente tomar para los signos convencionales el tamaño de los diámetros de los agujeros; a escala menor se tomará el diámetro de la cabeza.

Diámetro de la rosca mm.	M 10	M 12	M 14	M 16	M 18	M 20	M 22	M 24	M 27	M 30	M 33	M 36
Diámetro del agujero mm.	11	13	15	17	19	21	23	25	28	31	34	37
Signos para: Tornillos con agujero de paso normal			15		19				28	31	34	37
Signos para: Tornillos con otros agujeros de paso	Círculo acotado para diámetro de agujero p.e. 26											
Signos para: Agujeros roscados	Doble círculo acotado p.e. M24											
Signos para: Tornillos con cabeza avellanada	Avellanado por arriba p.e. M20						Avellanado por abajo p.e. M20					
Signos para: Atornillar en el montaje			15		19				28	31	34	37
Signos para: Taladrar en el montaje			15		19				28	31	34	37

7 NAVES INDUSTRIALES

CORREAS DE CUBIERTA

Se llaman correas de cubierta, a las vigas en que se apoya la chapa de uralita u otro tipo de techumbre, y que a su vez apoyan sobre las cerchas (Figura 195).

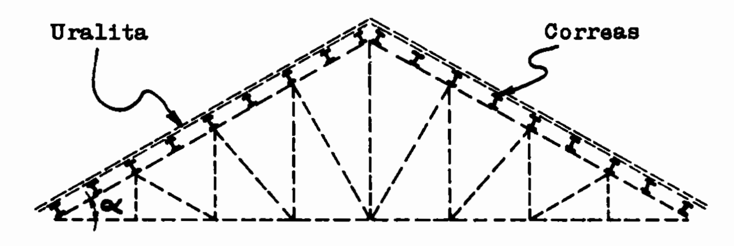


Fig. 195.

Estas vigas tienen que sostener el peso de la uralita, de la nieve (ver página 208) y del viento.

Como se puede ver por el dibujo anterior, el apoyo de las correas es sobre un plano inclinado, y por lo tanto tienden a flexar también en el sentido de la inclinación (Figura 196).

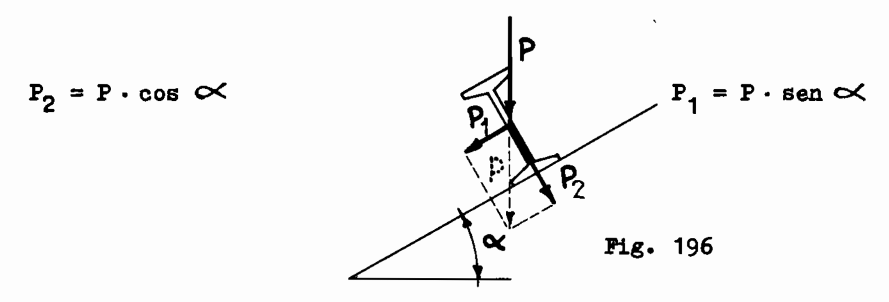


Fig. 196

P = peso de la uralita u otro tipo de techumbre + peso propio de la viga + peso de la nieve.

A la fuerza P_2 se le sumará además el esfuerzo del viento que será el siguiente (ver página 223).

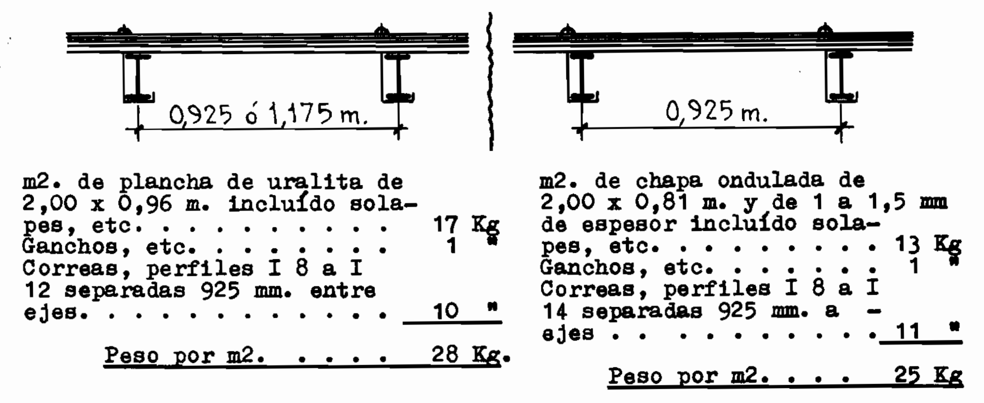
$$V = (1{,}2 \cdot \text{sen}\,\alpha - 0{,}4) \cdot x$$

Las correas se calcularán como vigas continuas, con carga uniformemente repartida (ver Capitulo II).

En las naves de mucha longitud, habrá que prever una junta de dilatación para las correas. Esta junta de dilatación se pone normalmente a cada 40 metros, y consiste en colocar dos cerchas con muy poca separación, y entre ellas las correas se interrumpen unos 3 cm.

A continuación se dán el peso propio por m2. de dos tipos principales de techumbres, para poder hacer con estos datos el cálculo de las correas.

Tejado de plancha de Uralita, sobre correas de acero.	Tejado de chapa ondulada galbanizada, sobre correas de acero.



m2. de plancha de uralita de 2,00 x 0,96 m. incluído solapes, etc.	17 Kg
Ganchos, etc.	1 "
Correas, perfiles I 8 a I 12 separadas 925 mm. entre ejes.	10 "
Peso por m2.	28 Kg.

m2. de chapa ondulada de 2,00 x 0,81 m. y de 1 a 1,5 mm de espesor incluído solapes, etc.	13 Kg
Ganchos, etc.	1 "
Correas, perfiles I 8 a I 14 separadas 925 mm. a ejes	11 "
Peso por m2. . . .	25 Kg

Como las longitudes comerciales de las I son de 10 a 12 metros se harán varias uniones para conseguir formar la longitud total necesaria. Para poder unirlas sin cubrejuntas habrá que empalmarlas a 45°, y en el sitio donde el momento flector es cero (Fig. 197).

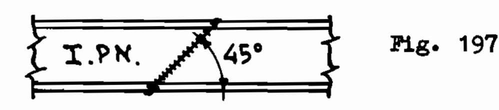


Fig. 197

Apoyos de correas sobre cerchas

En las uniones soldadas se pondrá un cordón por cada lado de la correa, con el espesor máximo que permita la unión (Fig. 198).

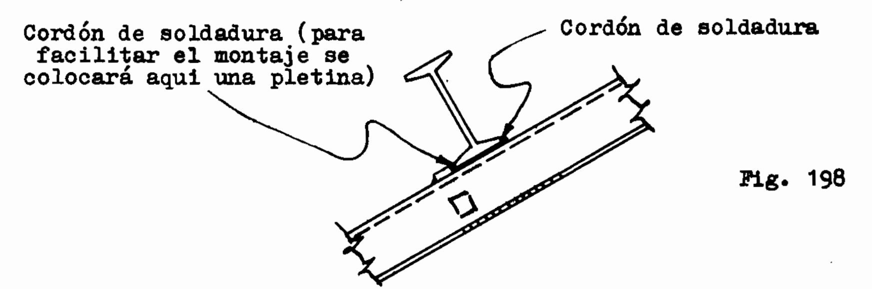


Fig. 198

En las uniones remachadas se pondrá un casquillo de angular, según la tabla 22.

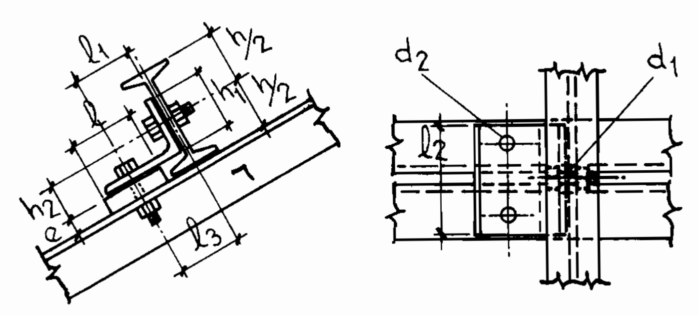


TABLA 22

Perfil I PN.	Dimensiones en mm.						Tornillos		
	Angular	h_1	h_2	l	l_1	l_3	d_1 mm.	Torni. Ø	Long. mm.
8	80·80·8	50	28	60	51	53	14	1/2"	30
10	90·90·9	60	35	65	57	59,5	17	5/8"	35
12	100·100·10	70	42	70	65	68,5	20	3/4"	35
14	110·110·10	90	50	75	73	76	20	3/4"	35
16	110·110·10	90	60	70	75	78,5	20	3/4"	40
18	120·120·11	100	70	70	80	83,5	20	3/4"	40
20	120·120·11	120	75	70	85	89	20	3/4"	40

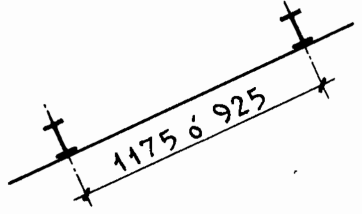
Las dimensiones de l_2 y d_2 se ajustarán a los angulares de la cercha de apoyo.

Dimensiones y disposición de las chapas de Uralita.

Hay dos dimensiones de placas de uralita, y según sea una u otra habrá que dejar a una separación fija las correas.

La grande "GRANONDA" tiene 2,5 · 0,95 metros, y para ésta se tendrán que dejar las correas entre ejes a ≦ 1175 mm. (Fig. 199).

Fig. 199



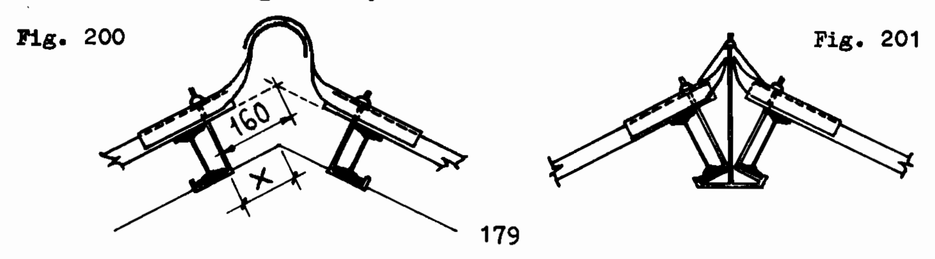
La pequeña "CANALETA" tiene 2 · 1,14 metros, y se dejarán entre ejes de correas a ≦ 925 mm.

Estas separaciónes entre las correas son necesarias para el buen aprovechamiento de las placas de uralita, y, también para conseguir que solape una sobre otra lo suficiente, para que no entre el agua.

La fijación de las placas de uralita a las correas, se llevará a cabo por medio de unos ganchos especiales, que se adaptan a la correa.

Para el vértice de la cubierta habrá dos tipos de caballetes, según el que se escoja, así habrá que colocar de separadas las dos primeras correas. (Figs. 200 y 201).

Fig. 200 Fig. 201



La cota "x" variará según sea mayor o menor el perfil de la correa, por lo tanto se hallará posteriormente. En el otro caso se puede dejar 3 cm. de separación, entre las alas inferiores de las correas.

__Ejemplo de cálculo de las correas de una cubierta. (Figs. 202 y 203).__

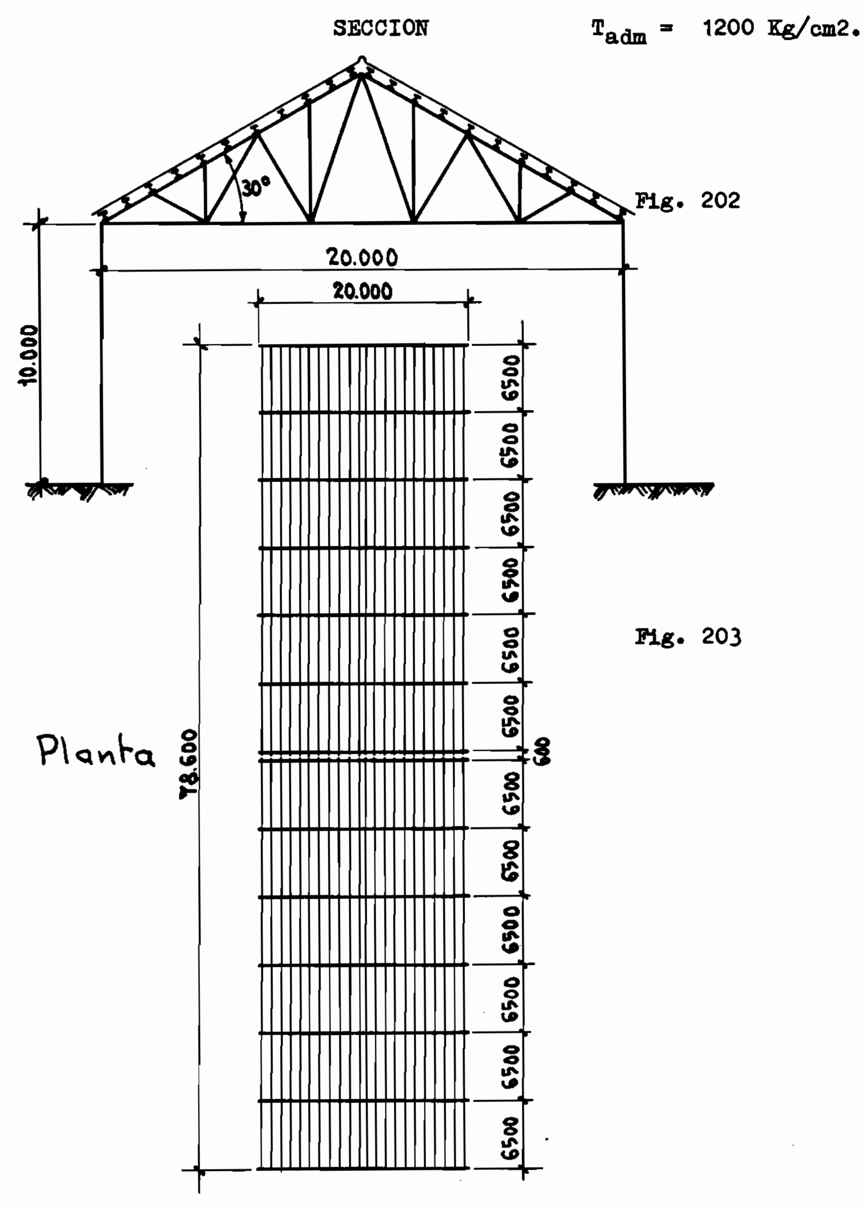
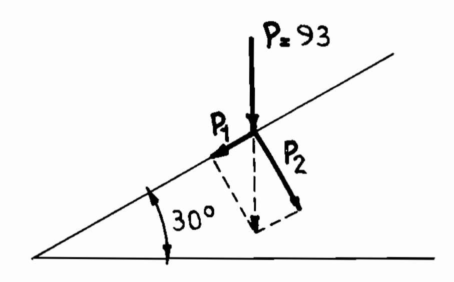


Fig. 202

Fig. 203

Peso propio de las correas, uralita y ganchos	=	28	Kg/m2.
Peso propio de la nieve (ver página 208)	=	65	"
Total peso . .		93	Kg/m2.

Fig. 204



$P_1 = P \cdot \text{sen } 30° = 93 \cdot 0{,}5 = 46{,}5$ Kg. por m2.
$P_2 = P \cdot \cos 30° = 93 \cdot 0{,}86603 = 80{,}5$ Kg. por m2.
$V = (1{,}2 \cdot \text{sen } 30° - 0{,}4) \cdot x = (1{,}2 \cdot 0{,}5 - 0{,}4) \cdot 80 = 16$ Kg. por m2.

El peso total en el sentido de la fuerza P_2 será el siguiente:

$$80{,}5 + 16 = 96{,}5 \text{ Kg/m2.}$$

Distancia entre correas $\approx 1{,}155$ metros. Peso que tiene que soportar la correa por metro lineal.

$$1{,}155 \cdot 96{,}5 \approx 112 \text{ Kg/m.} = 1{,}12 \text{ Kg/cm.}$$

Cálculo de la correa a flexión en el sentido de la fuerza P_2 (ver página 43).

$$Mf = 0{,}0865 \cdot q \cdot l^2 = 0{,}0865 \cdot 1{,}12 \cdot 650^2 = 40933 \text{ Kg.cm.}$$

$$R_x = \frac{40933}{1200} = 34{,}1 \text{ cm3.}$$

Se pondrá una I PN 10 que tiene 34,2 cm3. de momento resistente.

El momento en los soportes extremos será el siguiente:

$$Mf = 0{,}1058 \cdot 1{,}12 \cdot 650^2 = 50064 \text{ Kg.cm.} \qquad R_x = \frac{50064}{1200} = 41{,}7 \text{ cm3.}$$

Por lo tanto se reforzarán las correas en los apoyos de los extremos, poniendoles unas platabandas soldadas al alma, que den un momento resistente de 41,7 - 34,2 = 7,5 cm3. Así pues pondremos dos platabandas de 75·4 mm. que darán:

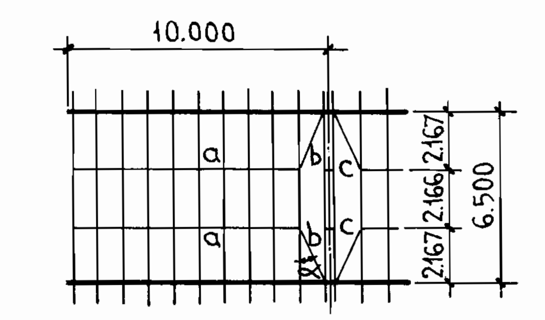
$$R_x = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot 2 = \frac{0{,}4 \cdot 7{,}5^2}{6} \cdot 2 = 7{,}5 \text{ cm3.}$$

75

La longitud del refuerzo será de 0,1·l por cada lado del soporte, o sea 0,2 · l en total. Los cordones de soldadura serán los máximos que permita la unión.

La flexión en el sentido de la fuerza P_1 habrá que anularla por medio de unas pletinas, que se soldarán por encima de las correas, (fig. 205).

Fig. 205



<u>Cálculo de pletinas</u>

a).- $2{,}17 \cdot 11{,}6 \cdot 46{,}5 =$ 1170 Kg. se pondrá ≠ 25 · 4 mm.

b).- $\dfrac{1170}{\text{sen } \alpha} = \dfrac{1170}{0{,}48} =$ 2437 Kg. se pondrá ≠ 40 · 5 mm.

c).- Las pletinas "c" se pondrán como la "a", ya que si se calculan saldrian muy pequeñas.

<u>F l e c h a</u>

La flecha en los tramos centrales de las correas será: (ver página 43);

$$f_2 = 1{,}34 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I} = 1{,}34 \cdot \frac{0{,}112 \cdot 6{,}5^4}{171} = 1{,}55 \text{ cm.}$$

La flecha en los tramos extremos de las correas será:

$$f_1 = 3{,}05 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I} = 3{,}05 \quad \frac{0{,}112 \cdot 6{,}5^4}{171} = 3{,}55 \text{ cm.}$$

La flecha admisible es: $\dfrac{650}{300} = 2{,}16$ cm.

Por lo tanto las correas de los extremos no valen, y se tendrian que poner todas las correas de I PN 12. Para ahorrar material podremos solucionarlo, reforzando solo los tramos extremos, en una longitud desde el soporte exterior de $0{,}7884 \cdot l = 5125$ mm. El refuerzo consistirá en dos pletinas de 60 · 4 mm. soldadas a las alas de las correas, que nos dará un momento de inercia de (fig. 206).

Fig. 206

b=6
x_1 x_1
x x
a=5,2
Soldadura
h=0,4

$$I_x = \left(I_{x1} + (b \cdot h \cdot a^2)\right) \cdot 2 = \left[\frac{6 \cdot 0{,}4^3}{12} + (6 \cdot 0{,}4 \cdot 5{,}2^2)\right] \cdot 2 = 129 \text{ cm4.}$$

Ahora con este refuerzo tendremos una flecha de:

$$3{,}05 \cdot \frac{0{,}112 \cdot 6{,}5^4}{171 + 129} = 2{,}0 \text{ cm.} \quad \text{luego vale}$$

Como es una viga continua habrá que comprobar si resiste la tensión transversal, para ello miraremos en el apoyo de máximo esfuerzo cortante que no tenga refuerzo.

$$T_{tran} = \frac{0{,}509 \cdot 1{,}12 \cdot 650}{8{,}5 \cdot 0{,}45} = 96{,}8 \text{ Kg/cm2.}$$

El esfuerzo que sale es mucho menor del admisible, por lo tanto se puede dar por bueno el perfil.

CERCHAS

Las cerchas son la parte principal de las cubiertas. Sobre ellas se apoyan las correas y transmiten los esfuerzos de éstas, a los soportes (Fig. 207).

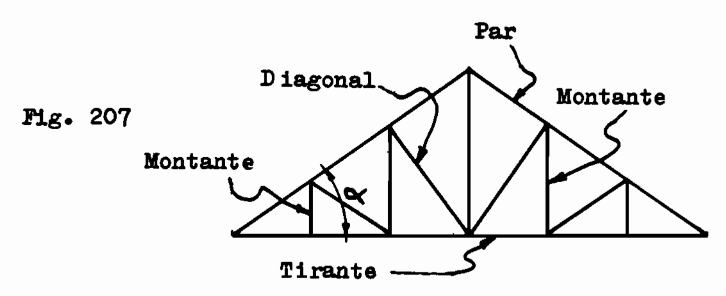


Fig. 207

Hay muchos tipos diferentes de cerchas, y según sus triangulaciones así podrán ser para mayor o menor luz. Para el cálculo se empleará el diagrama de CREMONA, que queda ya explicado la forma de hacerlo en la página 72. Para que las cerchas sean estáticamente determinadas, y por lo tanto se puedan calcular por el diagrama, es imprescindible que se cumpla la siguiente fórmula:

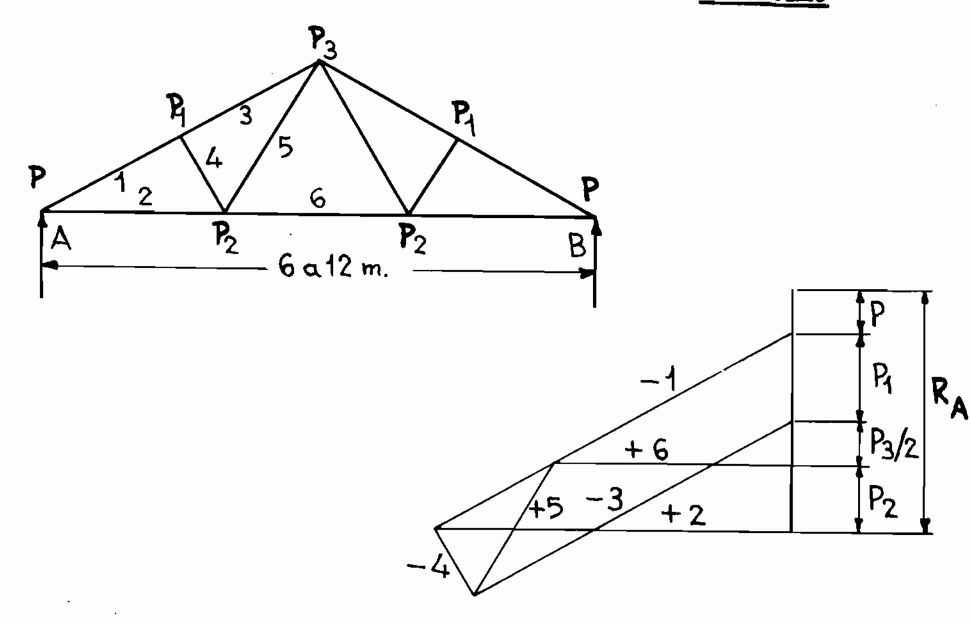
$$N \cdot 2 = B + 3$$

N = número de nudos B = número de barras

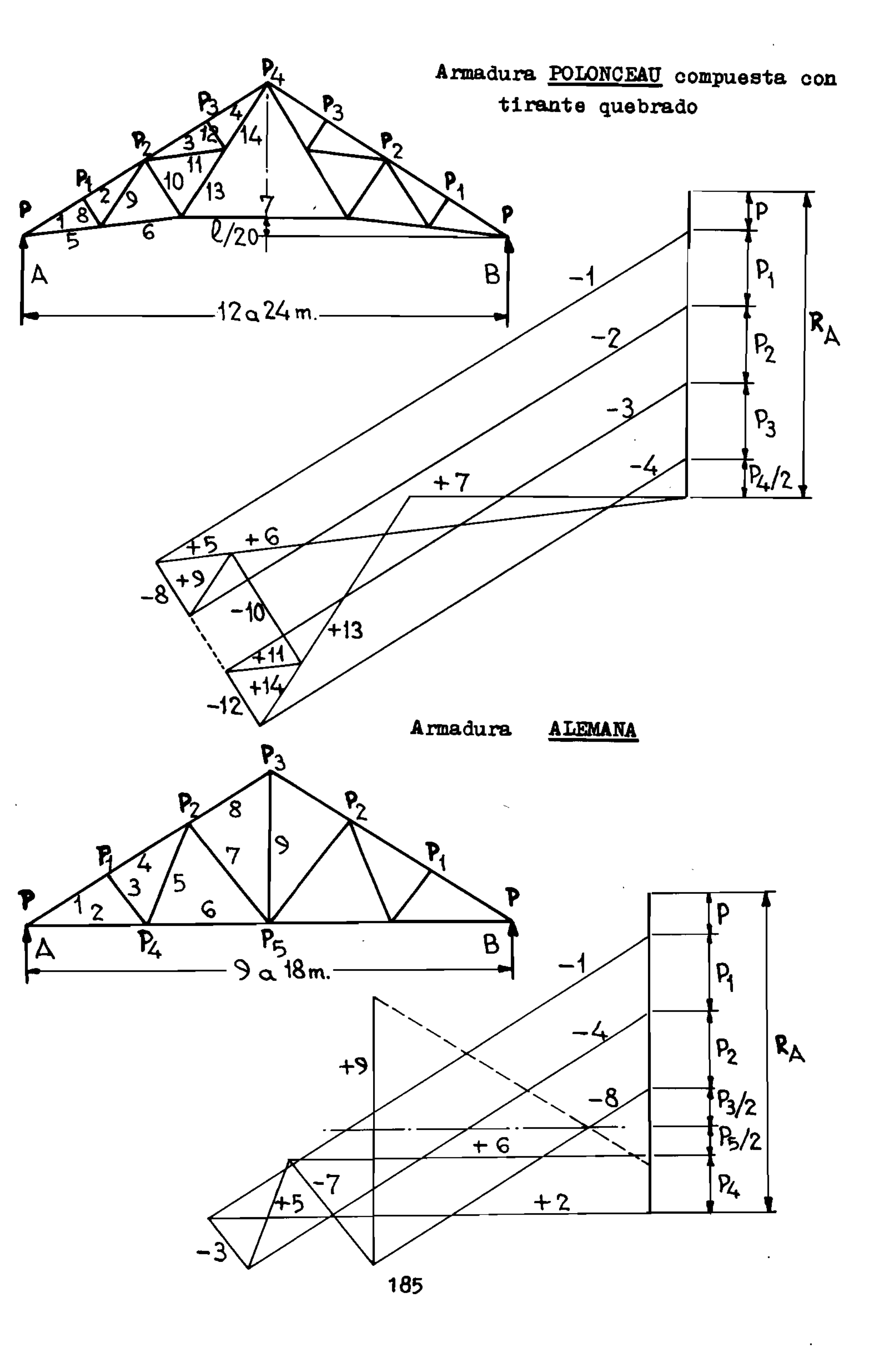
Se hace observar nuevamente que con el método de CREMONA, se suponen los nudos articulados aunque en la realidad no es así, ya que están soldados o remachados normalmente. Esto es admisible dado que la longitud y esbeltez de las barras, es lo suficiente para que puedan doblarse según pida la deformación.

Además del grupo de las cerchas del tipo de la figura 207, hay otras que trabajan unidas con JACENAS para formar la cubierta (cubiertas de diente de sierra). A continuación se pueden ver diferentes tipos de cerchas con sus CREMONAS correspondientes (Compresión –; Tracción +).

Armadura **POLONCEAU**



Armadura **POLONCEAU** con tirante quebrado

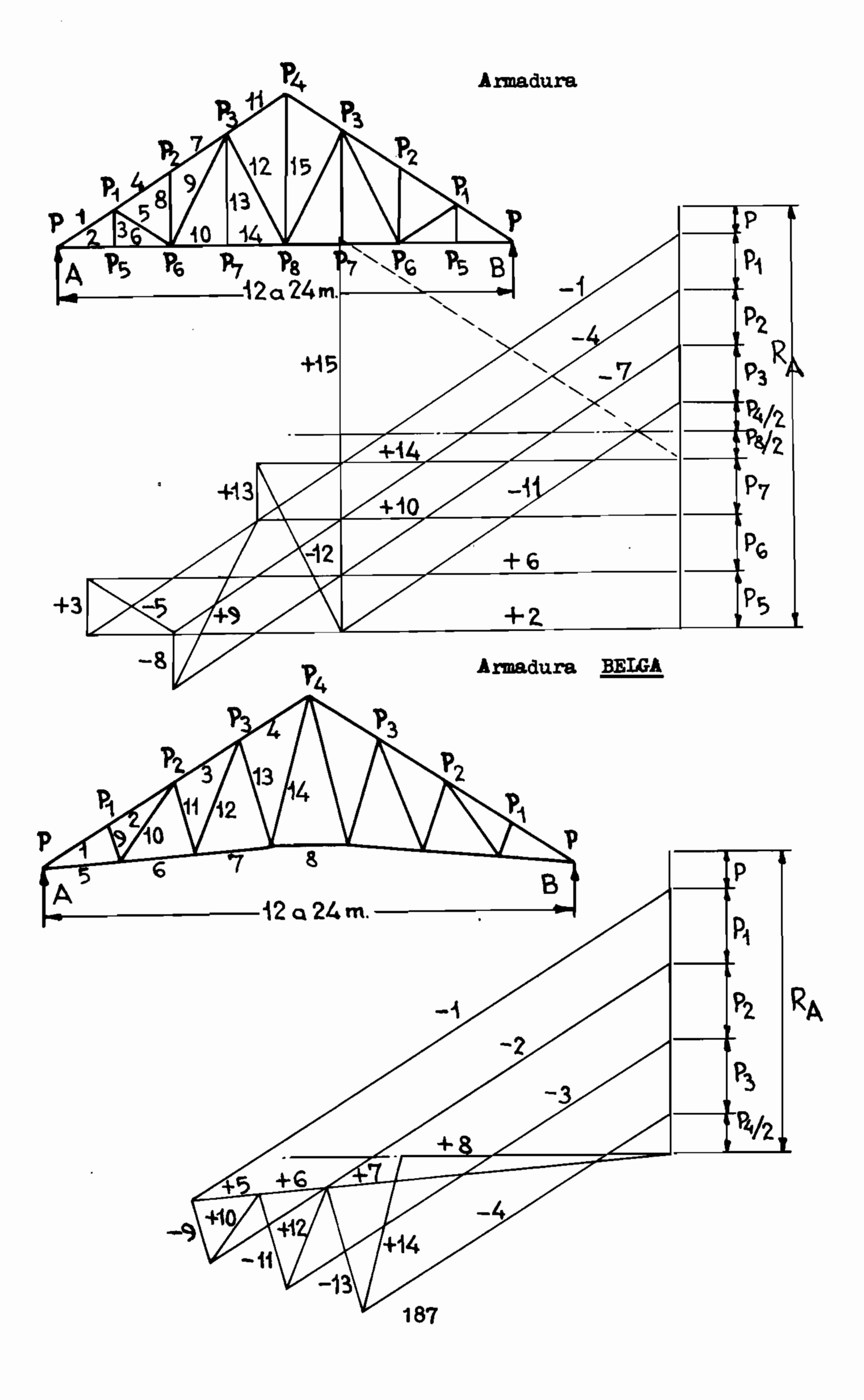


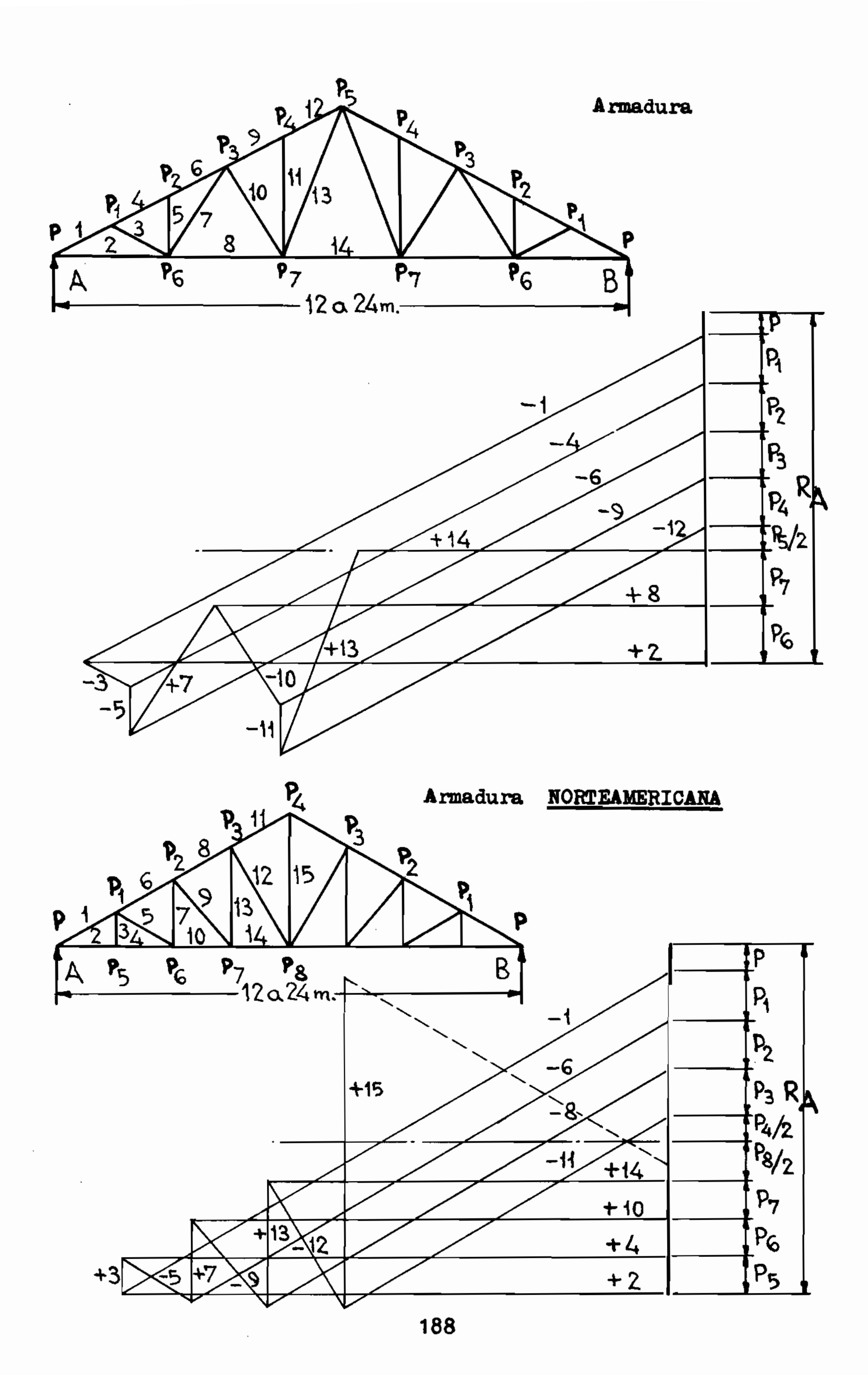
Armadura POLONCEAU compuesta con tirante quebrado
P
P1
P2
P3
P4
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
l/20
A
B
12 a 24 m.
-1
-2
-3
-4
+7
+5
+6
+9
-8
-10
+13
+11
+14
-12
RA
P4/2
Armadura ALEMANA
P5
9 a 18 m.
+9
-7
+5
-3
+6
+2
-8
P3/2
P5/2

Armadura **NORTEAMERICANA**

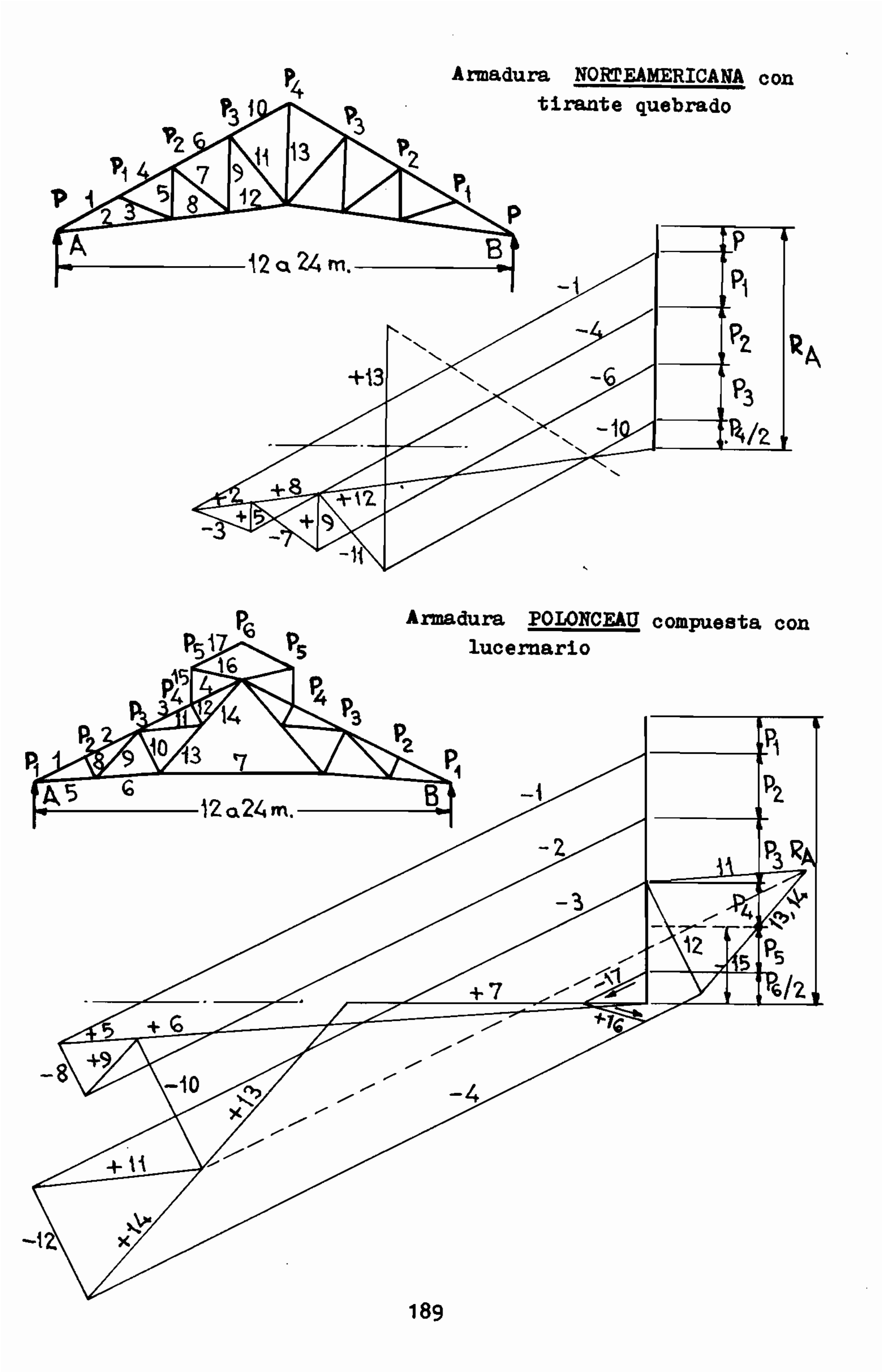
Armadura **INGLESA**

Armadura


P
P1
P2
P3
P4
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
A
B
P5
P6
P7
P8
12 a 24 m.
-1
-4
-7
+15
P4/2
P8/2
+14
+13
-11
+10
-12
+6
+3
-5
+9
+2
-8
RA
Armadura BELGA
+8
+5
+6
+7
-9
+10
-11
+12
-13
+14
-2
-3
-4

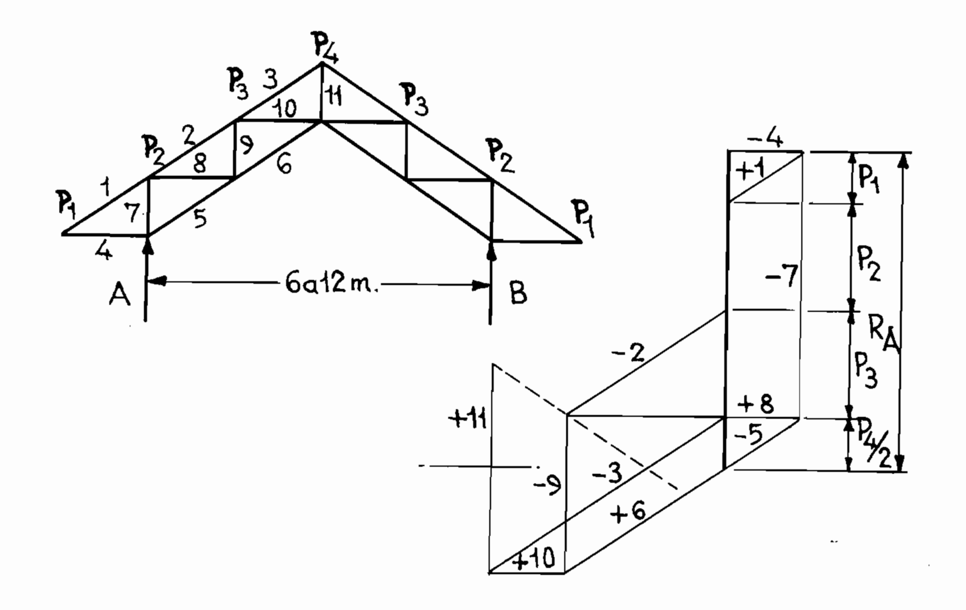


Armadura
P
P1
P2
P3
P4
P5
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
A
B
P6
P7
12 a 24 m.
-1
-4
-6
-9
-12
+14
+8
+2
+13
-3
+7
-5
-10
-11
RA
P5/2
Armadura NORTEAMERICANA
P8
+15
-8
+10
+4
+3
-5
+7
-9
-12
+13
P4/2
P8/2



Armadura NORTEAMERICANA con tirante quebrado

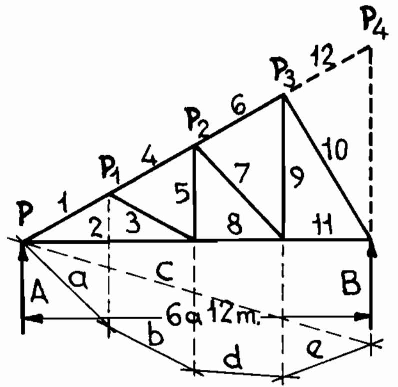
Armadura POLONCEAU compuesta con lucernario

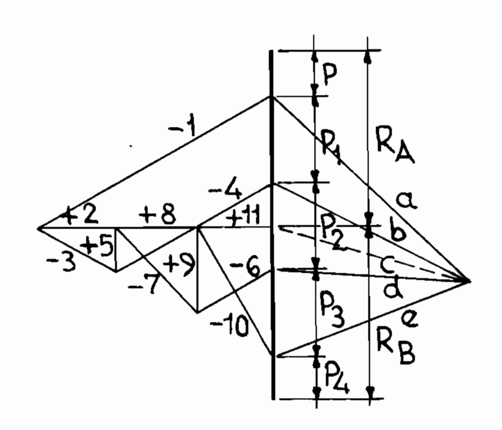


P3
P2
8
P2
P1
4
9
7
10
P1
5
6
3
1
P
P
2
A
9-18 m.
B
P
-1
P1
RA
P2
-4
-8
P3/2
+10
+9
+2
+3
-5
+7
+6

La barra 14 no trabaja, pero por razones constructivas se pondrá igual que la 2 y 8.

La barra 12 no trabaja, pero por razones constructivas se pondrá - igual que la 1, 4 y 6.

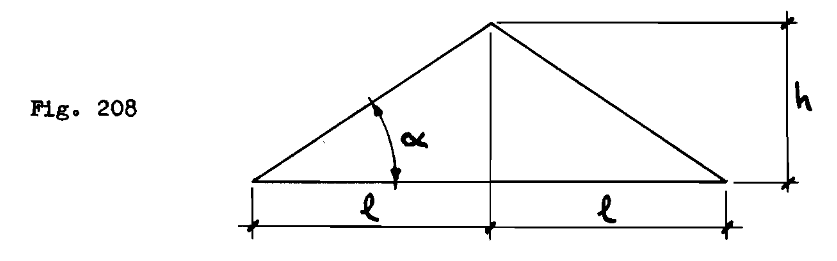




Angulo de inclinación

El ángulo de inclinación de las cerchas, se proyectará según el tipo de techumbre (Fig. 208).

Fig. 208



A continuación se dan las inclinaciones normales en las cerchas, para diferentes tipos de techumbre.

Tipo de techumbre	Angulo α	h : l
Placas de Uralita y chapa ondulada	18 a 33°	1:3 a 1:1,5
Pizarra	26 a 33°	1:2 a 1:1,5
Teja Marsellesa o plana. .	18 a 33°	1:3 a 1:1,5
Teja Arabe, Romana o Flamenca	33 a 45°	1:1,5 a 1:1

F l e c h a

Al armar las cerchas se les dará una contraflecha, que sea - igual a la luz dividida por 500. A los nudos entre el centro y los apoyos se les irá dando la contraflecha necesaria, para que formen una parábola (ver tabla de la página 80). También habrá que darles la contraflecha correspondiente a los nudos del par.

Peso propio

También en el cálculo de las cerchas hay que tener en cuenta- su peso propio, por lo tanto para evitar el tener que hacer dos veces- el cálculo se le pondrá un valor aproximado. Este valor es 15 Kg. por- metro cuadrado de cubierta, y se sumará a los esfuerzos que transmiten las correas en los nudos (Se comprobarán los pesos reales).

Esbeltez

Las barras interiores de las cerchas tendrán una esbeltez no- superior a 200. El par podrá llegar a tener una esbeltez de 250.

Presillas

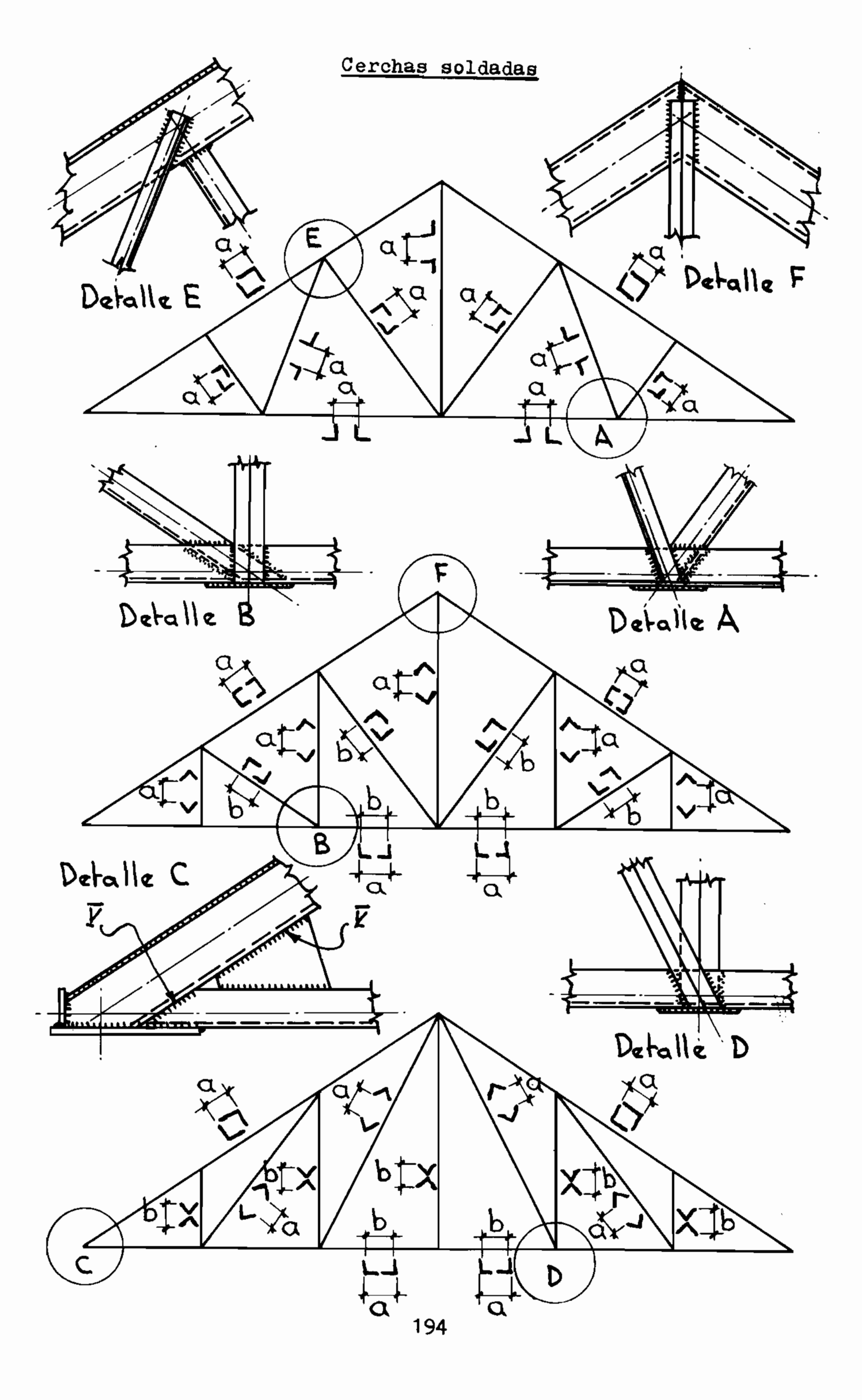
En las barras sometidas a compresión se pondrán presillas repartidas a igual distancia, con una separación igual o menor de 50 veces el radio de giro mínimo de un perfil. A las barras traccionadas de mucha longitud, se les pondrá también alguna presilla para darles mayor rigidez (una o dos).

Flexión del par

Sobre el par apoyan casi siempre de una a dos correas entre - los nudos, por lo cual trabaja también a flexión. Para su cálculo se - deberán hallar las tensiones de trabajo a compresión y a flexión, y su suma no deberá ser superior a la tensión de trabajo admisible.

Disposición de los perfiles

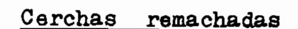
A continuación se pueden ver diferentes disposiciones de cerchas soldadas y remachadas.


Detalle E
Detalle F
E
A
a
Detalle B
Detalle A
F
B
b
Detalle C
V
K
Detalle D
C
D
X

Presillas soldadas



Cerchas remachadas



Detalle B

Detalle A

Detalle D

Presillas

Detelle C

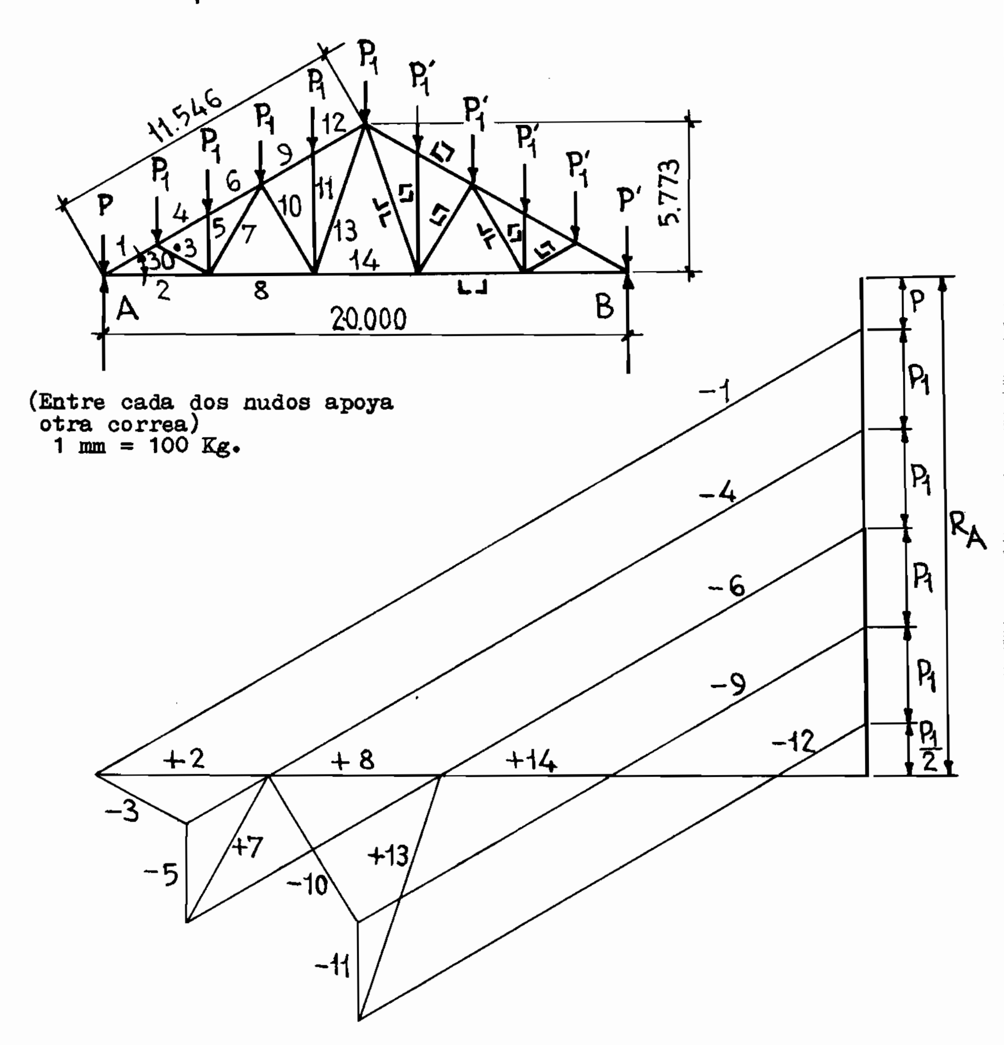
__Ejemplo de cálculo de una cercha (la del ejemplo anterior del cálculo de las correas).__

__D a t o s__

Peso del m2. de cubierta por techumbre, nieve y viento = 93 + 16 Kg. - Separación entre cerchas = 6,5 m. Peso propio de la cercha, por m2. - de cubierta = 15 Kg. Separación entre los nudos = 2,309 m. T_{adm} = 1200 Kg/cm2.

$$P = \frac{2,309}{2} \cdot (93 + 16 + 15) \cdot 6,5 = 931 \text{ Kg.}$$

$$P_1 = 2,309 \cdot (93 + 16 + 15) \cdot 6,5 = 1861 \text{ Kg.}$$



(Entre cada dos nudos apoya otra correa)
1 mm = 100 Kg.

Del Cremona se sacará el esfuerzo a que está sometida cada barra, y se anotará en el cuadro 4, junto con la luz y el tipo de tensión. A continuación se hallará el tipo de perfil adecuado, sacándolo de las tablas (desde página 209).

Al par se le tendrá que aumentar el esfuerzo de flexión que hay, por el apoyo de la correa en el centro de cada dos nudos.

Las barras 4, 6, 9 y 12 serán del mismo perfil que la 1 por razones constructivas, y la 8 y 14 serán por el mismo motivo como la 2.

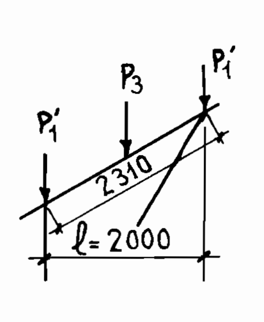
Cuadro 4

Barra Nº	Luz m.	Tensión	Esfuerzo Kg.	2 ⅃ Perfil (ver esquema)
1	2,31	Compresión	16.800	70·70·9 Sin flexión
2	4,00	Tracción	14.600	50·50·7
3	2,31	Compresión	1.950	40·40·4
4	2,31	Compresión	14.850	Como nº 1
5	2,30	Compresión	1.861	40·40·4
6	2,31	Compresión	14.850	Como nº 1
7	4,00	Tracción	3.250	35·35·4
8	4,00	Tracción	11.350	Como nº 2
9	2,31	Compresión	11.150	Como nº 1
10	4,00	Compresión	3.250	60·60·6
11	4,60	Compresión	1.861	60·60·6
12	2,31	Compresión	11.150	Como nº 1
13	6,00	Tracción	4.900	35·35·4
14	4,00	Tracción	8.100	Como nº 2

Para la disposición de los angulares de las barras 3, 5, 10 y 11 se podrá coger los valores de la tabla de la página 219. El perfil mínimo admisible será de ⅃ 35·35·4, por lo tanto las barras 13 y 7 se pondrán de este perfil. Las barras que por la longitud o el esfuerzo no se encuentren en las tablas, se calcularán con las normas ya dadas.

Cálculo del par

En el par como queda dicho anteriormente hay que calcularlo a compresión y a flexión, porque apoya una correa entre cada dos nudos.



$$P_3 = \frac{P_1}{2} = 931 \text{ Kg.}$$

$$Mf = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{931 \cdot 200}{8} = 23275 \text{ Kg.cm.}$$

Se probará con el angular de 80·80·10.
Tensión de trabajo a flexión =

$$\frac{Mf}{R_x} = \frac{23275}{68,3} = 340 \text{ Kg/cm2.}$$

$$\lambda = \frac{L}{i_x} = \frac{231}{3,03} = 76 \qquad \omega = 1,49$$

$$\text{Tensión de trabajo a compresión} = \frac{16800 \cdot 1{,}49}{30{,}2} = 828 \text{ Kg/cm2.}$$

La suma de las dos tensiones no deberá ser superior a la tensión admisible = 1200 Kg/cm2.

$$340 + 828 = 1168 \text{ Kg/cm2.} < 1200 \text{ Kg/cm2., luego vale.}$$

Barras Números 3 y 5

Se probará con dos angulares de 40·40·4 con disposición ⅃⅂

$i_{x1} = 1{,}52$ ver página 18. $\lambda = \frac{L}{i_{x1}} = \frac{231}{1{,}52} = 152 \quad \omega = 3{,}9$

$$\text{Tensión de trabajo} = \frac{1950 \cdot 3{,}9}{6{,}16} = 1234 \text{ Kg/cm2.} \approx 1200 \text{ Kg/cm2.}$$

Barra nº 10

Se comprobará con dos angulares de 60·60·6 con disposición ⅃⅂

$i_{x1} = 2{,}29$ ver página 219. $\lambda = \frac{L}{i_{x1}} = \frac{400}{2{,}29} = 175 \quad \omega = 5{,}17$

$$\text{Tensión de trabajo} = \frac{3250 \cdot 5{,}17}{13{,}82} = 1215 \text{ Kg/cm2.} \approx 1200 \text{ Kg/cm2.}$$

Barra nº 11

Se comprobará con dos angulares de 60·60·6 con disposición ⅃⅂

$i_{x1} = 2{,}29$ ver página 219. $\lambda = \frac{L}{i_{x1}} = \frac{460}{2{,}29} = 200 \quad \omega = 6{,}75$

$$\text{Tensión de trabajo} = \frac{1861 \cdot 6{,}75}{13{,}82} = 908 \text{ Kg/cm2., luego vale.}$$

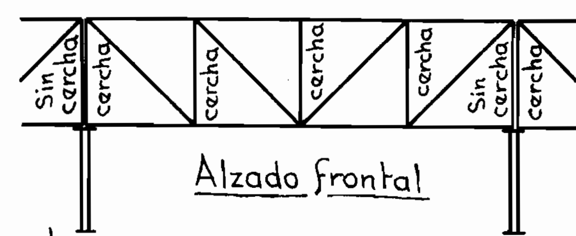
pues no se podrá coger otro perfil menor por la esbeltez.

J A C E N A S

La misión de las jácenas en las cubiertas de diente de sierra es hacer de lucernario y soportar el apoyo de las cerchas sobre ella. Por lo tanto la carga sobre los nudos, será la de la cercha que apoyen en él, y el peso propio de la jácena.

A continuación se dibuja un módulo de una cubiarta de diente de sierra (figuras 209 a 211).

Fig. 209



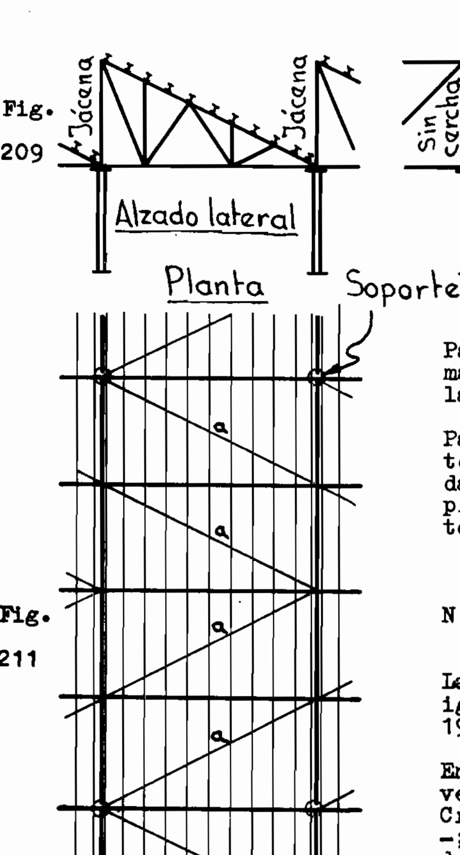


Fig. 211

Fig. 210

Para el cálculo se empleará el diagrama de CREMONA, que queda ya explicada la forma de hacerlo en la página 72.

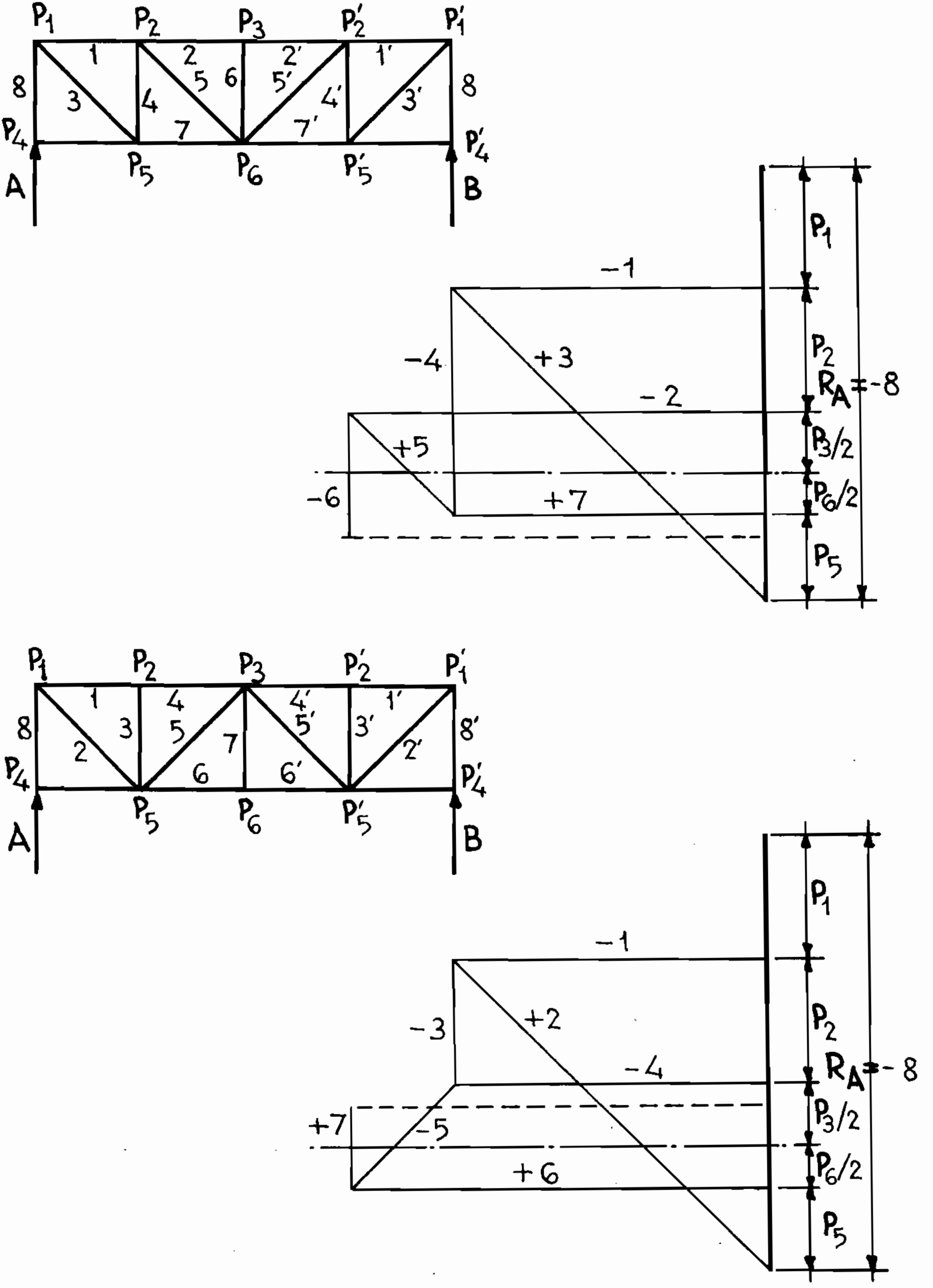
Para que las jácenas sean estáticamente determinadas, y por lo tanto se puedan calcular con el diagrama, es imprescindible que se cumpla la siguiente condición:

$$N \cdot 2 = B + 3$$

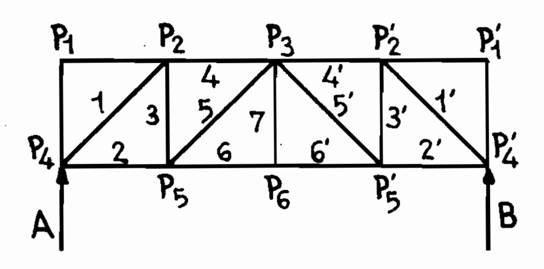
N = número de nudos   B = número de barras.

La contraflecha que se les dará será igual que a las cerchas (ver página 193).

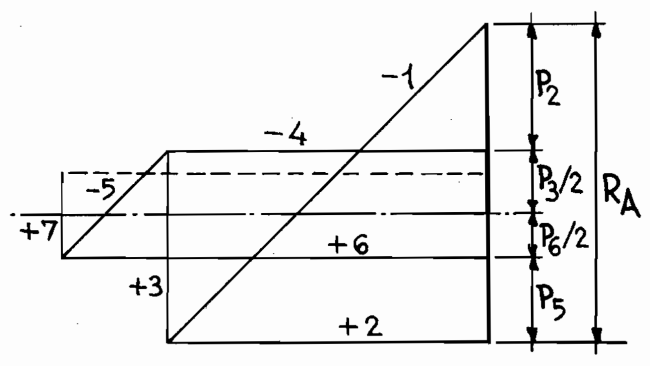
En las siguientes páginas se pueden ver diferentes tipos de jácenas con sus Cremonas correspondientes (compresión −; Tracción +). Para el cálculo de una de ellas, se procederá de manera semejante a las cerchas, por lo tanto no se pone un ejemplo.



Las fuerzas P_4 - P_5 - P_6 - P'_5 - P'_4 serán las de peso propio de la jácena, incluído el lucernario.

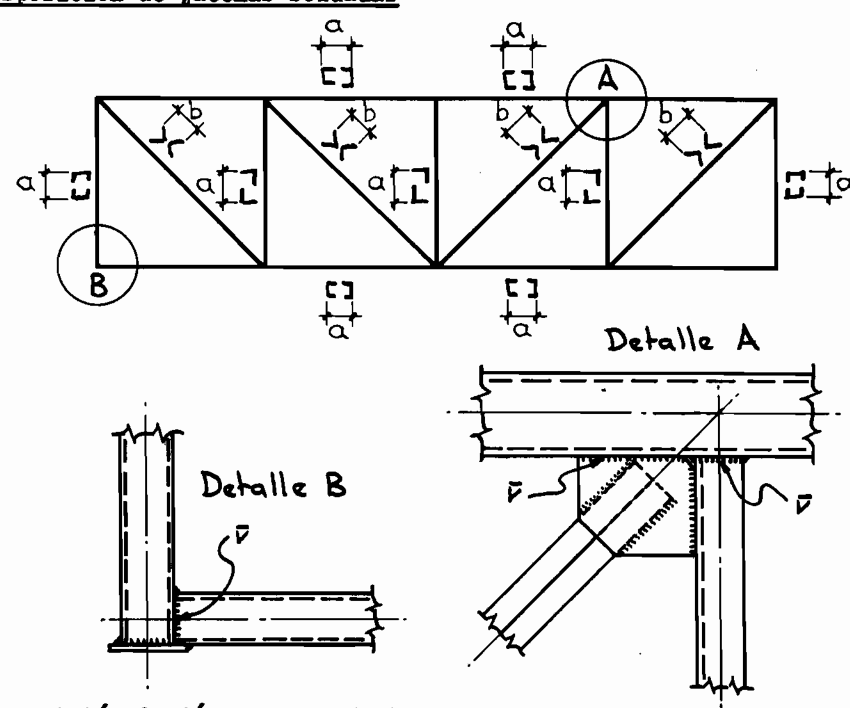


P1 P2 P3 P'2 P'1
4 4'
1 3 5 7 5' 3' 1'
P4 2 6 6' 2' P'4
P5 P6 P'5
A B

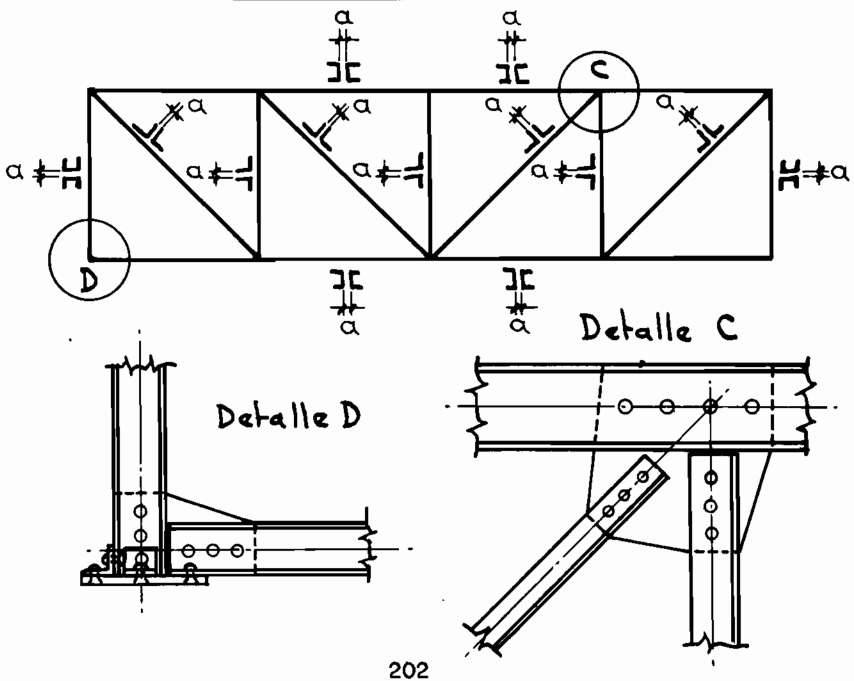


−1
−4
−5
+7
+6
+3
+2
P2
P3/2
P6/2
P5
RA

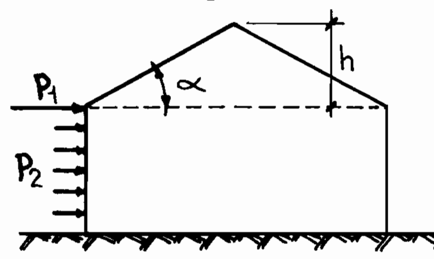
Disposición de jácenas soldadas



Disposición de jácenas remachadas



a).- Cubiertas de dos aguas.- Los soportes sobre los que apoya la cubierta, deberán de soportar el esfuerzo del viento que dá sobre el muro y la cubierta. (Fig. 212).



P_1 = Esfuerzo del viento sobre la cubierta.

P_2 = Esfuerzo del viento sobre el muro.

Fig. 212

El esfuerzo P_1 de la cubierta se calculará de la siguiente forma:

$$P_1 = x \cdot B \cdot h \cdot \text{sen}^2 \alpha$$

x = 125 Kg/m2. para cubiertas hasta 25 metros de altura y 150 Kg/m2. para más.
B = Separación entre cerchas en metros.
h = Altura de la cercha en metros.

El esfuerzo P_2 será el de una carga uniformemente repartida sobre una viga en voladizo ver página 37.

La nave tendrá que resistir también el esfuerzo del viento en el sentido longitudinal (Figs. 213 y 214).

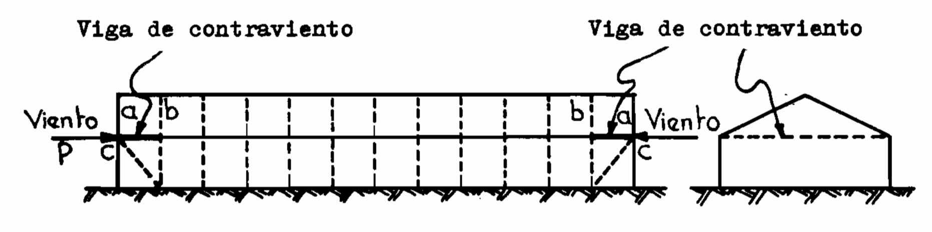


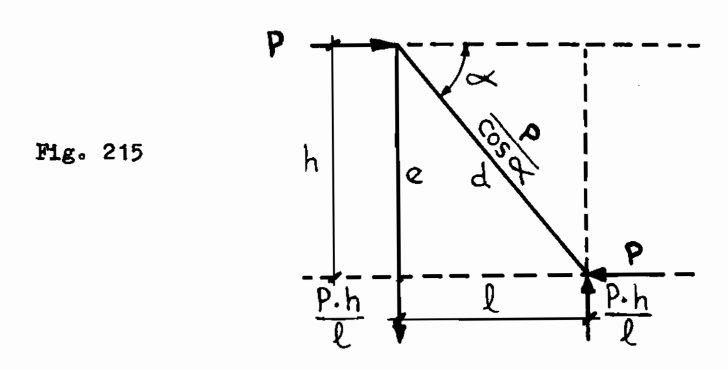
Fig. 213 Fig. 214

Para ello se proyectará una viga de contraviento entre las dos primeras cerchas al nivel del tirante. El peso de esta viga lo tendrá que soportar las dos cerchas "a" y "b", por lo tanto serán diferentes a las otras (también como en tomo II página 373).

Esta viga podrá apoyar sobre el punto C, y por lo tanto se tendrá que proyectar un arriostramiento que transmita la carga a los fundamentos. Los esfuerzos que se originan en este caso son los siguientes: (Fig. 215)

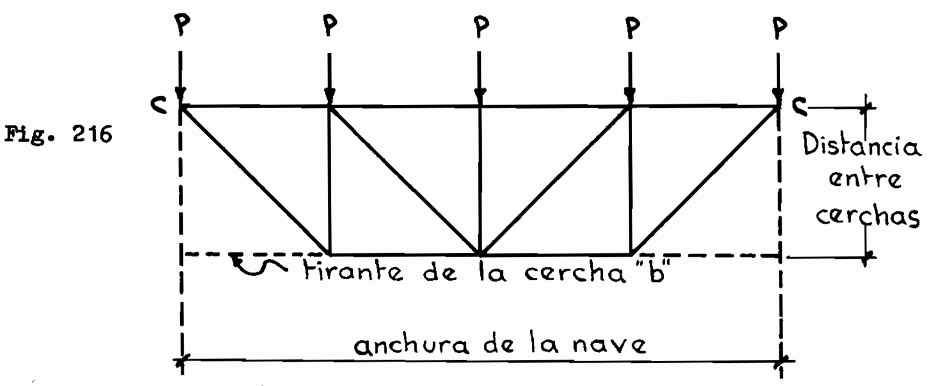
Estos esfuerzos servirán para calcular a compresión la barra "d" (se aumentarán los anclajes y los fundamentos de los soportes correspondientes). El soporte e se descargará de su carga vertical cuando haga viento, por lo tanto, no se necesitará modificarlo normalmente.

Fig. 215



La viga de contraviento se podrá disponer de la siguiente forma (Fig. 216):

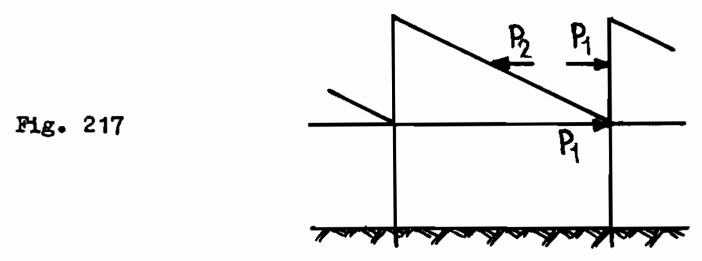
Fig. 216



La solución mejor es el reforzar los tirantes de las cerchas "a" y "b", para que sirvan para las dos misiones (para la viga y para el tirante).

b).- Cubiertas de diente de sierra.- En este tipo de cubiertas se tendrá en cuenta el viento, de la siguiente manera, para el cálculo de los soportes (Fig. 217):

Fig. 217



En el sentido P_2 se despreciará el esfuerzo, ya que la superficie está prácticamente tapada y por lo tanto el esfuerzo es menor que en el otro sentido. En el sentido P_1 se calculará como si fuera un muro vertical (ver página 223).

También se tendrá que poner una viga de contraviento encima de las correas, en cada módulo como se indica en la página 199. Esta viga está constituida por pletinas, para adaptarse mejor a las correas. Los esfuerzos a que está sometida serán los que se indican a continuación (Fig. 218).

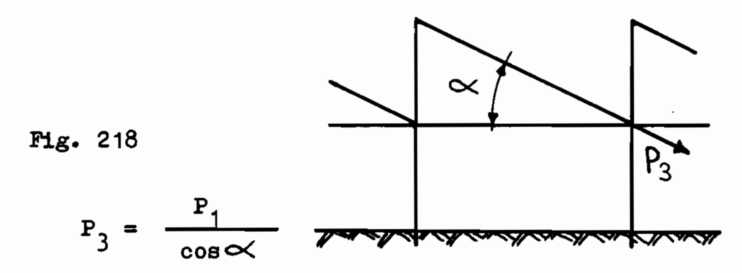


Fig. 218

$$P_3 = \frac{P_1}{\cos\alpha}$$

LUCERNARIO

Para muchos trabajos, la luz directa del Sol deslumbra o estropea la fabricación (colores de los tejidos), por lo tanto se orientarán los lucernarios hacía el Norte en las cubiertas de diente de sierra.

La cantidad de luz en las cubiertas de diente de sierra, viene determinada por la inclinación de la cercha. Teniendo una inclinación de 30°, la cantidad de superficie de lucernario será de un 50% de la superficie de la planta, cantidad ésta suficiente en muchos casos.

En las cubiertas de dos aguas y en el caso de que no sea inconveniente la luz directa del Sol, se podrán sustituir una o varias hileras de chapas de "Uralita" por otras onduladas y transparentes que hay en el mercado. También se pueden combinar con estas hileras transparentes, unos lucernarios puestos en los muros laterales, en cuyo caso se puede llegar hasta un 100% de la superficie de la nave.

En las cubiertas de diente de sierra se consigue una mayor cantidad de luz inclinando las jácenas a 73° (fig. 219).

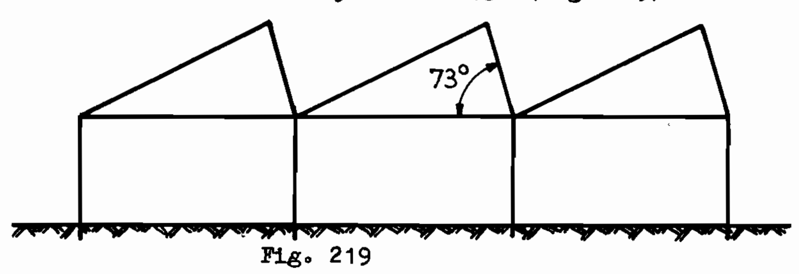


Fig. 219

Este ángulo está calculado para la capital de España con miras a que los rayos del Sol no entren directamente en la nave, (cuanto más cerca esté la nave del Polo Norte el ángulo podrá ser menor, y en el Trópico el ángulo será de 90°).

Las jácenas van provistas de los elementos correspondientes para hacer el lucernario. Estos elementos son las correas y los cabios a los que se sujeta el cristal (Fig. 220).

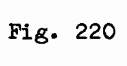
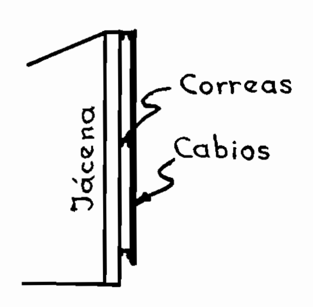


Fig. 220



Hay diferentes tipos de cabios, uno muy sencillo, de excelentes resultados, bajo coste y que no necesita masilla es el siguiente,- (Figs. 221 y 222):

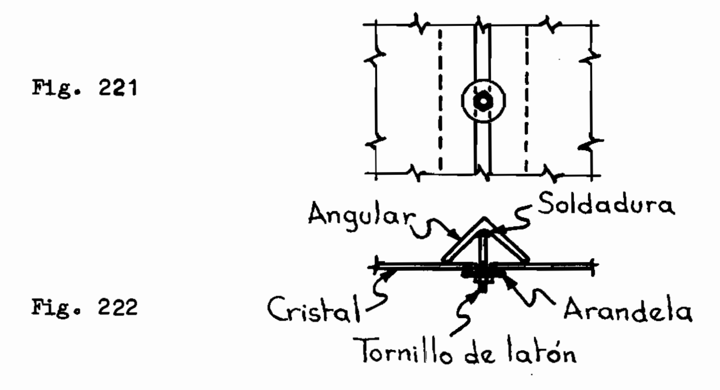


Fig. 221

Fig. 222

El vidrio empleaso preferentemente en los lucernarios es el - armado, que lleva una tela metálica dentro y su espesor es de 5 a 7 mm. La separación de los cabios empleando vidrio armado será de 0,5 a 0,6 metros. Cuando la longitud del lucernario es superior a 2,5 metros, habrá que poner dos cristales, en este caso el cristal de abajo tendrá - que soportar al de arriba por medio de dos chapas galvanizadas de 1 mm por 20 mm. de ancho en cada cristal. A continuación se puede ver esta- disposición de los cristales (Figs. 223 y 224).

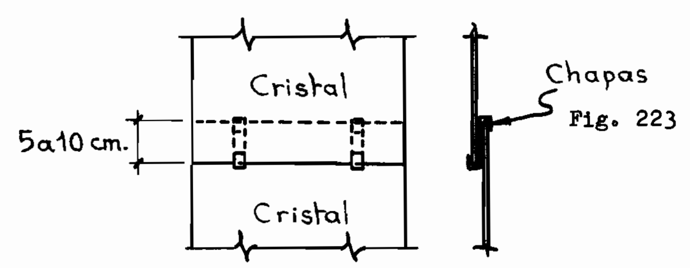


Fig. 223

En este caso los cabios tendrán la siguiente disposición (Fig 224):

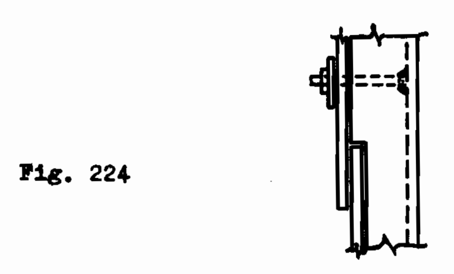


Fig. 224

La disposición de la parte superior e inferior del lucernario será la siguiente (Figs. 225 y 226).

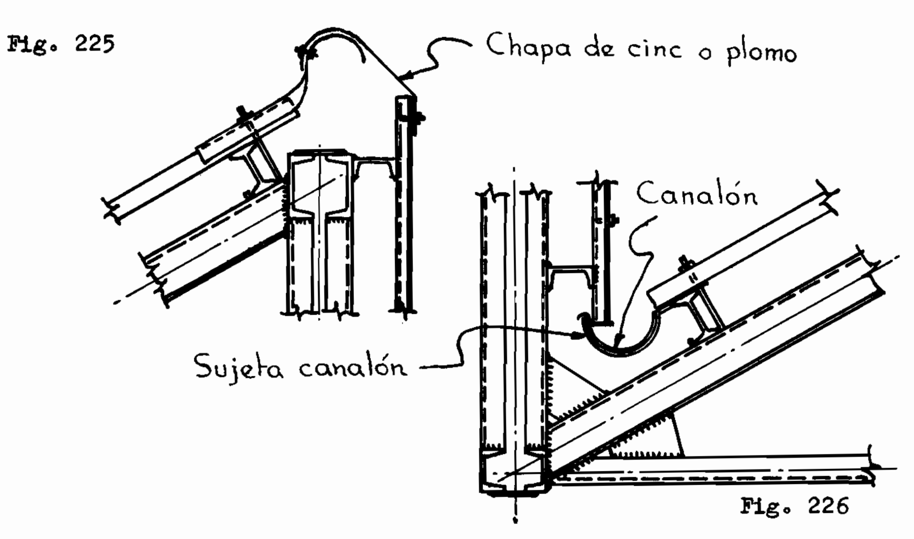


Fig. 225

Fig. 226

CANALONES

Los canalones se calcularán teniendo en cuenta la superficie de la cubierta, y la sección del canalón. Por cada m2. de superficie de cubierta tendrá que tener la sección del canalón 1 cm2.

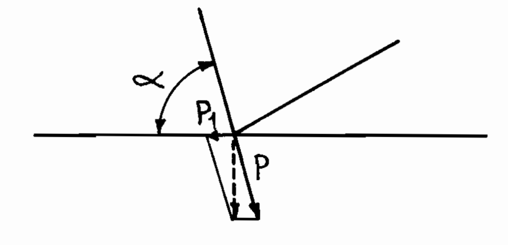
Los normalizados actualmente son los siguientes:

r = 50 mm. = 39,2 cm2.
r = 60 mm. = 56,5 cm2.
r = 70 mm. = 76,9 cm2.
r = 80 mm. = 100,4 cm2.

CUBIERTAS DE DIENTE DE SIERRA CON JACENA INCLINADA

En este tipo de cubiertas habrá que tener en cuenta, el esfuerzo que se origina por la inclinación de la jácena. El peso propio de la jácena hace que ésta se deforme en el sentido de la inclinación (Fig. 227).

Fig. 227



Para evitar esta deformación, se aumentará convenientemente la viga de contraviento que hay encima de las correas. El esfuerzo P_1 viene determinado por el peso propio P de la jácena y el ángulo de inclinación.

$$P_1 = P \cdot \text{sen}\ (90^\circ - \alpha)$$

SOBRECARGA DE NIEVE POR m2.

α°	α° +										α°
	0°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	
20	75	74	73	72	71	70	69	68	67	66	20
30	65	64	63	62	61	60	59	58	57	56	30
40	55	54	53	52	51	50	49	48	47	46	40
50	45	44	43	42	41	40	39	38	37	36	50
60	35	$\alpha > 60^\circ = 0$									60
	Kg.										

RESISTENCIA A TRACCION DE ANGULARES

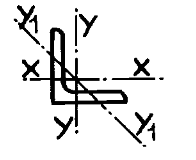
T_{trab} 1200 Kg cm2.	*				Agujero	*			
Angular	S cm2	Toneladas	S cm2	Toneladas	Ø mm	S cm2	Toneladas	S cm2	Toneladas
35·35·4	2,67	3,20	5,34	6,40	11	2,23	2,67	4,46	5,35
35·35·6	3,87	4,64	7,74	9,28	11	3,21	3,85	6,42	7,70
40·40·4	3,08	3,69	6,16	7,39	11	2,64	3,16	5,28	6,33
40·40·6	4,48	5,37	8,96	10,7	11	3,82	4,58	7,64	9,16
45·45·5	4,30	5,16	8,60	10,3	11	3,75	4,50	7,50	9,00
45·45·7	5,86	7,03	11,7	14,1	11	5,09	6,11	10,2	12,2
50·50·5	4,80	5,76	9,60	11,5	13	4,15	4,98	8,30	9,96
50·50·7	6,56	7,87	13,1	15,7	13	5,65	6,78	11,3	13,5
50·50·9	8,24	9,89	16,5	19,8	13	7,07	8,48	14,1	16,9
55·55·6	6,31	7,57	12,6	15,1	17	5,29	6,35	10,6	12,7
55·55·8	8,23	9,88	16,5	19,8	17	6,87	8,24	13,7	16,5
55·55·10	10,1	12,1	20,2	24,2	17	8,40	10,1	16,8	20,2
60·60·6	6,91	8,29	13,8	16,6	17	5,89	7,07	11,8	14,1
60·60·8	9,03	10,8	18,1	21,7	17	7,67	9,20	15,3	18,4
60·60·10	11,1	13,3	22,2	26,6	17	9,40	11,3	18,8	22,6
65·65·7	8,70	10,4	17,4	20,9	17	7,51	9,01	15,0	18,0
65·65·9	11,0	13,2	22,0	26,4	21	9,11	10,9	18,2	21,8
65·65·11	13,2	15,8	26,4	31,7	21	10,9	13,0	21,8	26,0
70·70·7	9,40	11,3	18,8	22,6	17	8,21	9,85	16,4	19,7
70·70·9	11,9	14,3	23,8	28,6	21	10,0	12,0	20,0	24,0
70·70·11	14,3	17,2	28,6	34,3	21	12,0	14,4	24,0	28,8
75·75·8	11,5	13,8	23,0	27,6	21	9,82	11,7	19,6	23,4
75·75·10	14,1	16,9	28,2	33,8	23	11,8	14,2	23,6	28,3
75·75·12	16,7	20,0	33,4	40,1	23	13,9	16,7	27,9	33,4
80·80·8	12,3	14,8	24,6	29,5	21	10,6	12,7	21,2	25,4
80·80·10	15,1	18,1	30,2	36,2	23	12,8	15,4	25,6	30,7
80·80·12	17,9	21,5	35,8	43,0	23	15,1	18,1	30,2	36,2
90·90·9	15,5	18,6	31,0	37,2	23	13,4	16,1	26,8	32,2
90·90·11	18,7	22,4	37,4	44,9	23	16,2	19,4	32,4	38,9
90·90·13	21,8	26,2	43,6	52,3	25	18,6	22,3	37,2	44,6
100·100·10	19,2	23,0	38,4	46,1	23	16,9	20,3	33,8	40,6
100·100·12	22,7	27,2	45,4	54,5	23	19,9	23,9	39,8	47,8
100·100·14	26,2	31,4	52,4	62,9	25	22,7	27,2	45,4	54,4
110·110·10	21,2	25,4	42,4	50,9	23	18,9	22,6	37,8	45,2
110·110·12	25,1	30,1	50,2	60,2	25	22,1	26,5	44,2	53,0
110·110·14	29,0	34,8	58,0	69,6	25	25,5	30,6	51,0	61,2
120·120·11	25,4	30,5	50,8	61,0	23	22,9	27,5	45,8	55,0
120·120·13	29,7	35,6	59,4	71,3	25	26,4	31,6	52,8	63,2
120·120·15	33,9	40,7	67,8	81,4	25	30,1	36,1	60,2	72,2
130·130·12	30,0	36,0	60,0	72,0	25	27,0	32,4	54,0	64,8
130·130·14	34,7	41,6	69,4	83,3	25	31,2	37,4	62,4	74,8
130·130·16	39,3	47,2	78,6	94,3	25	35,3	42,3	70,6	84,6
140·140·13	35,0	42,0	70,0	84,0	25	31,7	38,0	63,4	76,0
140·140·15	40,0	48,0	80,0	96,0	25	36,2	43,4	72,4	86,8
140·140·17	45,0	54,0	90,0	108	25	40,7	48,8	81,4	97,6
150·150·14	40,3	48,4	80,6	96,7	25	36,8	44,1	73,6	88,2
150·150·16	45,7	54,8	91,4	110	25	41,7	50,0	83,4	100
150·150·18	51,0	61,2	102	122	28	46,0	55,2	92,0	110

* Ver indicaciones de la figura 113 y página 79

RESISTENCIA A TRACCION DE ANGULARES

T_{trab} 1400 Kg cm2.	*				Agujero Ø	*			
Angular	S cm2	Toneladas	S cm2	Toneladas		S cm2	Toneladas	S cm2	Toneladas
35·35·4	2,67	3,73	5,34	7,47	11	2,23	3,12	4,46	6,24
35·35·6	3,87	5,41	7,74	10,8	11	3,21	4,49	6,42	8,98
40·40·4	3,08	4,31	6,16	8,62	11	2,64	3,69	5,28	7,39
40·40·6	4,48	6,27	8,96	12,5	11	3,82	5,34	7,64	10,6
45·45·5	4,30	6,02	8,60	12,0	11	3,75	5,25	7,50	10,5
45·45·7	5,86	8,20	11,7	16,4	11	5,09	7,13	10,2	14,3
50·50·5	4,80	6,72	9,60	13,4	13	4,15	5,81	8,30	11,6
50·50·7	6,56	9,18	13,1	18,4	13	5,65	7,91	11,3	15,8
50·50·9	8,24	11,5	16,5	23,1	13	7,07	9,89	14,1	19,7
55·55·6	6,31	8,83	12,6	17,7	17	5,29	7,41	10,6	14,8
55·55·8	8,23	11,5	16,5	23,0	17	6,87	9,62	13,7	19,2
55·55·10	10,1	14,1	20,2	28,3	17	8,40	11,8	16,8	23,5
60·60·6	6,91	9,67	13,8	19,3	17	5,89	8,25	11,8	16,5
60·60·8	9,03	12,6	18,1	25,3	17	7,67	10,7	15,3	21,5
60·60·10	11,1	15,5	22,2	31,1	17	9,40	13,2	18,8	26,3
65·65·7	8,70	12,2	17,4	24,4	17	7,51	10,5	15,0	21,0
65·65·9	11,0	15,4	22,0	30,8	21	9,11	12,7	18,2	25,4
65·65·11	13,2	18,5	26,4	37,0	21	10,9	15,2	21,8	30,4
70·70·7	9,40	13,2	18,8	26,3	17	8,21	11,4	16,4	22,8
70·70·9	11,9	16,7	23,8	33,3	21	10,0	14,0	20,0	28,0
70·70·11	14,3	20,0	28,6	40,0	21	12,0	16,8	24,0	33,6
75·75·8	11,5	16,1	23,0	32,2	21	9,82	13,7	19,6	27,4
75·75·10	14,1	19,7	28,2	39,5	23	11,8	16,5	23,6	33,0
75·75·12	16,7	23,4	33,4	46,8	23	13,9	19,5	27,9	38,9
80·80·8	12,3	17,2	24,6	34,4	21	10,6	14,8	21,2	29,6
80·80·10	15,1	21,1	30,2	42,3	23	12,8	17,9	25,6	35,8
80·80·12	17,9	25,1	35,8	50,1	23	15,1	21,1	30,2	42,3
90·90·9	15,5	21,7	31,0	43,4	23	13,4	18,8	26,8	37,5
90·90·11	18,7	26,2	37,4	52,4	23	16,2	22,7	32,4	45,4
90·90·13	21,8	30,5	43,6	61,0	25	18,6	26,0	37,2	52,0
100·100·10	19,2	26,9	38,4	53,8	23	16,9	23,7	33,8	47,3
100·100·12	22,7	31,8	45,4	63,6	23	19,9	27,9	39,8	55,7
100·100·14	26,2	36,7	52,4	73,4	25	22,7	31,7	45,4	63,4
110·110·10	21,2	29,7	42,4	59,4	23	18,9	26,4	37,8	52,8
110·110·12	25,1	35,1	50,2	70,3	25	22,1	30,9	44,2	61,8
110·110·14	29,0	40,6	58,0	81,2	25	25,5	35,7	51,0	71,4
120·120·11	25,4	35,6	50,8	71,1	23	22,9	32,1	45,8	64,1
120·120·13	29,7	41,6	59,4	83,2	25	26,4	36,9	52,8	73,8
120·120·15	33,9	47,5	67,8	94,9	25	30,1	42,1	60,2	84,2
130·130·12	30,0	42,0	60,0	84,0	25	27,0	37,8	54,0	75,6
130·130·14	34,7	48,6	69,4	97,2	25	31,2	43,6	62,4	87,2
130·130·16	39,3	55,0	78,6	110	25	35,3	49,4	70,6	98,8
140·140·13	35,0	49,0	70,0	98,0	25	31,7	44,3	63,4	88,6
140·140·15	40,0	56,0	80,0	112	25	36,2	50,6	72,4	101
140·140·17	45,0	63,0	90,0	126	25	40,7	56,9	81,4	113
150·150·14	40,3	56,4	80,6	113	25	36,8	51,5	73,6	103
150·150·16	45,7	64,0	91,4	128	25	41,7	58,3	83,4	116
150·150·18	51,0	71,4	102	143	28	46,0	64,4	92,0	128

* Ver indicaciones de la figura 113 y página 79



RESISTENCIA A COMPRESION DE UN L NORMAL

(extremos articulados)

(ver nota al final de la página 78)

T_{trab} = 1200 Kg/cm2.

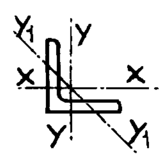
Angular	S	R_{y1}	i_{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																								
	cm2	cm3	cm	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90
35·35·4	2,67	0,88	0,68	2,19	1,91	1,63	1,36	1,09	0,88	0,72	0,61	0,52	0,45	0,39	0,34	0,30												
35·35·6	3,87	1,16	0,68	3,18	2,76	2,37	1,98	1,58	1,27	1,05	0,89	0,75	0,65	0,56	0,50	0,44												
40·40·4	3,08	1,18	0,78	2,76	2,46	2,16	1,89	1,66	1,33	1,10	0,92	0,78	0,68	0,59	0,52	0,46	0,41	0,37										
40·40·6	4,48	1,57	0,77	3,98	3,54	3,11	2,72	2,33	1,89	1,56	1,31	1,12	0,96	0,84	0,74	0,65	0,58	0,52										
45·45·5	4,30	1,80	0,87	4,06	3,69	3,33	2,97	2,63	2,31	1,93	1,60	1,38	1,18	1,03	0,90	0,80	0,71	0,64	0,58	0,53								
45·45·7	5,86	2,29	0,87	5,54	5,02	4,54	4,04	3,59	3,15	2,62	2,18	1,88	1,61	1,41	1,23	1,10	0,97	0,88	0,79	0,72								
50·50·5	4,80	2,32	0,98	4,72	4,40	4,06	3,65	3,31	2,97	2,67	2,29	1,93	1,67	1,46	1,28	1,14	1,01	0,91	0,82	0,75	0,68	0,62	0,57					
50·50·7	6,56	2,85	0,96	6,40	5,96	5,42	4,96	4,42	3,98	3,53	2,98	2,55	2,19	1,91	1,67	1,49	1,33	1,19	1,08	0,97	0,89	0,80	0,74					
55·55·6	6,31	3,28	1,07	6,36	6,01	5,60	5,12	4,70	4,30	3,87	3,50	3,07	2,61	2,29	1,99	1,77	1,58	1,41	1,28	1,16	1,05	0,97	0,89	0,82	0,76			
55·55·8	8,23	4,03	1,07	8,30	7,83	7,31	6,67	6,13	5,61	5,04	4,57	3,99	3,40	2,98	2,60	2,31	2,07	1,84	1,67	1,52	1,38	1,27	1,16	1,07	0,99			
60·60·6	6,91	3,95	1,17	7,15	6,80	6,37	5,97	5,52	5,12	4,65	4,23	3,87	3,41	2,99	2,61	2,34	2,07	1,87	1,68	1,53	1,39	1,27	1,16	1,07	0,99	0,92	0,86	0,80
60·60·8	9,03	4,84	1,16	9,34	8,83	8,32	7,73	7,13	6,60	6,01	5,53	5,01	4,38	3,86	3,37	2,97	2,66	2,38	2,17	1,96	1,77	1,64	1,50	1,37	1,28	1,18	1,10	1,03
65·65·7	8,70	5,27	1,26	9,17	8,75	8,29	7,84	7,36	6,82	6,29	5,80	5,32	4,88	4,37	3,84	3,39	3,03	2,71	2,44	2,22	2,02	1,84	1,70	1,58	1,46	1,35	1,25	1,17
65·65·9	11,0	6,30	1,25	11,6	11,0	10,4	9,85	9,17	8,52	7,85	7,25	6,67	6,11	5,43	4,76	4,23	3,77	3,38	3,05	2,77	2,52	2,31	2,12	1,95	1,81	1,67	1,56	1,45
70·70·7	9,40	6,31	1,37	10,1	9,68	9,25	8,83	8,30	7,78	7,27	6,71	6,26	5,81	5,37	4,88	4,34	3,89	3,47	3,14	2,85	2,57	2,37	2,19	2,01	1,85	1,72	1,60	1,48
70·70·9	11,9	7,59	1,36	12,8	12,3	11,7	11,0	10,5	9,85	9,17	8,49	7,84	7,28	6,77	6,07	5,41	4,86	4,31	3,91	3,57	3,22	2,97	2,72	2,49	2,32	2,14	1,99	1,86

Carga máxima en toneladas

Angular	S	R_{y1}	i_{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																								
	cm2	cm3	cm	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00
75·75·8	11,5	8,11	1,46	7,04	6,54	6,07	5,41	4,84	4,36	3,94	3,58	3,29	3,04	2,79	2,58	2,39	2,21	2,07	1,94	1,71	1,51	1,34						
75·75·10	14,1	9,55	1,45	8,65	8,02	7,33	6,50	5,84	5,26	4,77	4,33	3,96	3,66	3,39	3,13	2,90	2,69	2,50	2,34	2,05	1,83	1,63						
80·80·8	12,3	9,25	1,55	8,02	7,53	7,00	6,50	5,79	5,26	4,76	4,33	3,99	3,64	3,37	3,09	2,89	2,67	2,49	2,33	2,05	1,82	1,62	1,46					
80·80·10	15,1	10,9	1,54	9,85	9,17	8,57	7,84	7,11	6,36	5,81	5,26	4,83	4,41	4,09	3,76	3,50	3,24	3,04	2,82	2,48	2,19	1,96	1,76					
80·80·12	17,9	12,6	1,53	11,6	10,7	10,0	9,17	8,26	7,40	6,78	6,14	5,65	5,16	4,78	4,41	4,11	3,80	3,52	3,31	2,92	2,58	2,31	2,07					
90·90·9	15,5	13,3	1,76	11,5	10,7	10,1	9,60	9,00	8,41	7,78	7,04	6,41	5,97	5,45	5,03	4,71	4,36	4,04	3,79	3,33	2,96	2,63	2,36	2,13	1,88			
90·90·11	18,7	15,4	1,75	13,7	12,9	12,2	11,5	10,7	10,1	9,25	8,37	7,74	7,08	6,51	5,98	5,62	5,20	4,83	4,54	3,97	3,53	3,13	2,82	2,53	2,25			
100·100·10	19,2	18,4	1,95	15,3	14,6	13,9	13,2	12,5	11,7	11,1	10,5	9,77	9,00	8,32	7,70	7,11	6,58	6,15	5,76	5,07	4,51	3,99	3,59	3,25	2,87	2,56	2,29	
100·100·12	22,7	21,0	1,95	18,2	17,2	16,4	15,7	14,8	13,9	13,2	12,5	11,6	10,7	9,85	9,08	8,36	7,78	7,26	6,82	6,00	5,33	4,71	4,24	3,84	3,39	3,03	2,71	
110·110·10	21,2	22,7	2,16	18,2	17,4	16,6	16,0	15,2	14,5	13,8	13,1	12,5	11,9	11,2	10,4	9,60	8,91	8,40	7,80	6,87	6,11	5,40	4,86	4,40	3,88	3,48	3,12	2,81
110·110·12	25,1	26,1	2,15	21,4	20,7	19,7	18,7	17,9	17,1	16,2	15,5	14,7	14,0	13,3	12,2	11,2	10,5	9,77	9,17	8,03	7,14	6,40	5,69	5,16	4,55	4,08	3,65	3,28
120·120·11	25,4	29,5	2,35	22,7	22,0	21,2	20,3	19,5	18,9	18,0	17,2	16,4	15,7	15,1	14,2	13,6	12,8	11,9	11,0	9,77	8,57	7,72	6,88	6,25	5,50	4,90	4,42	3,98
120·120·13	29,7	33,3	2,34	26,7	25,6	24,6	23,8	22,9	21,9	20,8	20,1	19,2	18,2	17,4	16,6	15,9	14,7	13,7	12,9	11,2	10,0	8,91	8,05	7,22	6,39	5,67	5,13	4,61
130·130·12	30,0	37,7	2,54	28,0	27,1	26,3	25,4	24,4	23,6	22,6	21,7	20,8	20,2	19,4	18,5	17,8	17,1	16,3	15,3	13,5	11,9	10,5	9,51	8,57	7,55	6,82	6,09	5,50
130·130·14	34,7	42,4	2,53	32,2	31,3	30,4	29,3	28,1	27,3	26,2	25,1	24,1	23,2	22,1	21,3	20,3	19,5	18,7	17,4	15,4	13,7	12,2	11,0	9,85	8,74	7,80	6,97	6,29
140·140·13	35,0	47,3	2,74	33,6	32,8	31,8	30,9	30,0	29,0	28,0	27,1	26,1	25,0	24,2	23,3	22,4	21,7	20,8	20,1	18,2	16,1	14,3	12,9	11,7	10,4	9,25	8,23	7,41
140·140·15	40,0	52,7	2,73	38,4	37,2	36,4	35,3	34,0	33,1	32,1	30,8	29,8	28,5	27,6	26,7	25,5	24,5	23,7	22,8	20,7	18,2	16,3	14,7	13,1	11,7	10,4	9,34	8,49
140·140·17	45,0	57,9	2,72	43,1	41,8	40,6	39,7	38,3	37,0	36,0	34,6	33,3	32,1	31,0	29,7	28,7	27,5	26,3	25,6	23,0	20,5	18,1	16,3	14,8	13,1	11,7	10,4	9,43
150·150·14	40,3	58,3	2,94	39,7	39,0	37,8	37,0	35,8	34,8	34,1	32,8	31,9	30,7	29,9	28,8	27,9	26,9	25,7	24,9	23,1	21,3	19,0	17,0	15,5	13,6	12,3	10,9	9,94
150·150·16	45,7	64,4	2,93	45,0	43,9	42,9	41,6	40,6	39,4	38,1	37,0	35,8	34,7	33,9	32,5	31,5	30,2	29,2	28,0	26,2	24,2	21,5	19,2	17,3	15,4	13,7	12,3	11,1
150·150·18	51,0	71,0	2,93	50,2	49,0	47,8	46,4	45,3	44,0	42,5	41,3	39,9	38,7	37,8	36,2	35,2	33,6	32,6	31,2	29,3	26,9	24,0	21,5	19,3	17,2	15,2	13,8	12,3

Carga máxima en toneladas

(ver nota al final de la página 78)



RESISTENCIA A COMPRESION DE UN L NORMAL

(Extremos articulados)

(ver nota al final de la página 78)

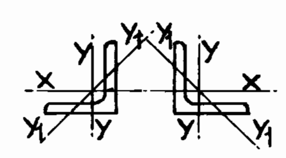
T_{trab} = 1400 Kg/cm2.

Angular	S	R_{y1}	i_{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																									Carga máxima en toneladas
	cm2	cm3	cm	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	
35·35·4	2,67	0,88	0,68	2,56	2,22	1,91	1,59	1,27	1,02	0,84	0,71	0,61	0,52	0,45	0,40	0,35													
35·35·6	3,87	1,16	0,68	3,71	3,23	2,76	2,31	1,84	1,48	1,22	1,04	0,88	0,76	0,66	0,58	0,51													
40·40·4	3,08	1,18	0,78	3,22	2,87	2,52	2,20	1,93	1,56	1,28	1,08	0,92	0,80	0,69	0,61	0,54	0,48	0,43											
40·40·6	4,48	1,57	0,77	4,65	4,13	3,63	3,17	2,72	2,20	1,82	1,53	1,30	1,12	0,98	0,86	0,76	0,68	0,61											
45·45·5	4,30	1,80	0,87	4,74	4,30	3,88	3,46	3,07	2,70	2,25	1,87	1,61	1,37	1,20	1,05	0,94	0,83	0,75	0,67	0,61									
45·45·7	5,86	2,29	0,87	6,46	5,86	5,29	4,71	4,19	3,68	3,06	2,55	2,19	1,87	1,64	1,43	1,28	1,13	1,02	0,92	0,84									
50·50·5	4,80	2,32	0,98	5,51	5,13	4,73	4,25	3,86	3,46	3,11	2,68	2,25	1,95	1,70	1,50	1,33	1,17	1,06	0,96	0,87	0,79	0,72	0,66						
50·50·7	6,56	2,85	0,96	7,47	6,96	6,33	5,78	5,16	4,64	4,12	3,48	2,98	2,55	2,23	1,95	1,74	1,55	1,39	1,26	1,13	1,04	0,94	0,87						
55·55·6	6,31	3,28	1,07	7,42	7,01	6,54	5,97	5,49	5,02	4,51	4,09	3,58	3,05	2,67	2,32	2,07	1,85	1,65	1,49	1,36	1,23	1,13	1,04	0,96	0,89				
55·55·8	8,23	4,03	1,07	9,68	9,14	8,53	7,79	7,16	6,55	5,88	5,33	4,66	3,97	3,48	3,03	2,70	2,42	2,15	1,95	1,78	1,61	1,48	1,36	1,25	1,16				
60·60·6	6,91	3,95	1,17	8,34	7,93	7,44	6,96	6,45	5,97	5,43	4,94	4,52	3,98	3,49	3,05	2,73	2,42	2,18	1,96	1,79	1,62	1,48	1,36	1,25	1,16	1,07	1,00	0,93	
60·60·8	9,03	4,84	1,16	10,9	10,3	9,72	9,03	8,32	7,71	7,02	6,45	5,85	5,12	4,50	3,93	3,46	3,11	2,78	2,53	2,29	2,07	1,91	1,75	1,60	1,49	1,38	1,29	1,20	
65·65·7	8,70	5,27	1,26	10,7	10,2	9,67	9,16	8,58	7,96	7,34	6,77	6,21	5,69	5,10	4,48	3,95	3,53	3,16	2,85	2,59	2,36	2,15	1,98	1,84	1,70	1,58	1,46	1,36	
65·65·9	11,0	6,30	1,25	13,5	12,9	12,2	11,5	10,7	9,94	9,17	8,46	7,78	7,13	6,34	5,56	4,94	4,40	3,95	3,56	3,23	2,94	2,69	2,47	2,28	2,11	1,95	1,82	1,69	
70·70·7	9,40	6,31	1,37	11,8	11,3	10,8	10,3	9,68	9,08	8,49	7,83	7,31	6,78	6,27	5,70	5,06	4,54	4,04	3,66	3,33	3,00	2,76	2,55	2,34	2,16	2,01	1,87	1,73	
70·70·9	11,9	7,59	1,36	14,9	14,4	13,6	12,9	12,3	11,5	10,7	9,92	9,15	8,50	7,90	7,09	6,31	5,67	5,03	4,56	4,17	3,76	3,46	3,17	2,91	2,70	2,50	2,32	2,17	

Carga máxima en toneladas

Angular	S	R_{y1}	i_{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																								
	cm2	cm3	cm	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00
75·75·8	11,5	8,11	1,46	8,21	7,63	7,09	6,31	5,65	5,08	4,60	4,18	3,84	3,55	3,26	3,01	2,79	2,58	2,41	2,26	1,99	1,76	1,56						
75·75·10	14,1	9,55	1,45	10,1	9,36	8,55	7,59	6,81	6,13	5,56	5,06	4,62	4,27	3,95	3,65	3,38	3,14	2,92	2,73	2,39	2,13	1,90						
80·80·8	12,3	9,25	1,55	9,36	8,79	8,16	7,59	6,75	6,13	5,55	5,05	4,65	4,24	3,93	3,61	3,37	3,11	2,91	2,72	2,39	2,13	1,89	1,70					
80·80·10	15,1	10,9	1,54	11,5	10,7	10,0	9,15	8,29	7,42	6,78	6,13	5,64	5,14	4,77	4,39	4,09	3,78	3,54	3,29	2,89	2,56	2,29	2,05					
80·80·12	17,9	12,6	1,53	13,5	12,5	11,7	10,7	9,64	8,64	7,91	7,16	6,59	6,02	5,58	5,14	4,79	4,43	4,11	3,86	3,40	3,01	2,69	2,41					
90·90·9	15,5	13,3	1,76	13,4	12,5	11,8	11,2	10,5	9,82	9,08	8,22	7,48	6,96	6,36	5,86	5,49	5,08	4,72	4,42	3,88	3,45	3,07	2,75	2,49	2,20			
90·90·11	18,7	15,4	1,75	16,0	15,1	14,2	13,4	12,5	11,8	10,8	9,77	9,03	8,26	7,59	6,98	6,55	6,06	5,63	5,30	4,63	4,12	3,65	3,29	2,95	2,63			
100·100·10	19,2	18,4	1,95	17,9	17,0	16,2	15,4	14,6	13,7	13,0	12,3	11,4	10,5	9,70	8,99	8,30	7,68	7,17	6,72	5,92	5,26	4,65	4,19	3,79	3,35	2,98	2,67	
100·100·12	22,7	21,0	1,95	21,2	20,1	19,1	18,3	17,3	16,2	15,4	14,6	13,5	12,5	11,5	10,6	9,75	9,08	8,47	7,95	7,00	6,22	5,50	4,95	4,48	3,96	3,53	3,16	
110·110·10	21,2	22,7	2,16	21,2	20,3	19,4	18,7	17,7	16,9	16,1	15,3	14,6	13,9	13,1	12,2	11,2	10,4	9,80	9,10	8,02	7,13	6,30	5,67	5,13	4,53	4,06	3,64	3,28
110·110·12	25,1	26,1	2,15	24,9	24,1	23,0	21,8	20,9	20,0	18,9	18,1	17,1	16,3	15,5	14,2	13,1	12,3	11,4	10,7	9,37	8,33	7,46	6,64	6,02	5,31	4,76	4,26	3,83
120·120·11	25,4	29,5	2,35	26,5	25,6	24,7	23,7	22,8	22,0	21,0	20,0	19,1	18,3	17,6	16,6	15,9	14,9	13,9	12,8	11,4	10,0	9,00	8,03	7,29	6,42	5,71	5,16	4,64
120·120·13	29,7	33,3	2,34	31,1	29,9	28,7	27,8	26,7	25,5	24,3	23,4	22,4	21,2	20,3	19,4	18,6	17,1	16,0	15,0	13,1	11,7	10,4	9,39	8,42	7,45	6,61	5,98	5,38
130·130·12	30,0	37,7	2,54	32,6	31,6	30,7	29,6	28,4	27,5	26,4	25,3	24,3	23,5	22,6	21,6	20,8	19,9	19,0	17,9	15,7	13,9	12,3	11,1	10,0	8,81	7,95	7,10	6,41
130·130·14	34,7	42,4	2,53	37,6	36,5	35,5	34,2	32,8	31,8	30,6	29,3	28,1	27,0	25,8	24,8	23,7	22,7	21,8	20,3	18,0	16,0	14,2	12,8	11,5	10,2	9,10	8,14	7,34
140·140·13	35,0	47,3	2,74	39,2	38,3	37,1	36,0	35,0	33,8	32,7	31,6	30,4	29,2	28,3	27,2	26,1	25,3	24,3	23,4	21,2	18,8	16,7	15,0	13,6	12,1	10,8	9,60	8,65
140·140·15	40,0	52,7	2,73	44,8	43,4	42,4	41,2	39,7	38,6	37,4	35,9	34,8	33,3	32,2	31,1	29,8	28,6	27,7	26,6	24,2	21,2	19,0	17,2	15,3	13,6	12,2	10,9	9,90
140·140·17	45,0	57,9	2,72	50,3	48,8	47,4	46,3	44,6	43,1	42,0	40,3	38,9	37,5	36,2	34,6	33,5	32,1	30,7	29,9	26,8	23,9	21,1	19,0	17,3	15,3	13,6	12,2	11,0
150·150·14	40,3	58,3	2,94	46,3	45,5	44,1	43,1	41,8	40,6	39,8	38,2	37,2	35,8	34,9	33,6	32,5	31,4	30,0	29,1	27,0	24,9	22,2	19,8	18,1	15,9	14,3	12,7	11,6
150·150·16	45,7	64,4	2,93	52,5	51,2	50,0	48,5	47,4	46,0	44,4	43,2	41,8	40,5	39,5	37,9	36,8	35,2	34,0	32,6	30,6	28,2	25,1	22,4	20,2	18,0	16,0	14,4	13,0
150·150·18	51,0	71,0	2,93	58,5	57,1	55,8	54,1	52,9	51,3	49,6	48,2	46,6	45,1	44,1	42,2	41,0	39,2	38,0	36,4	34,2	31,4	28,0	25,1	22,5	20,1	17,8	16,1	14,4

(ver nota al final de la página 78)

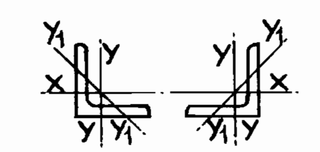


RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA

POR DOS L NORMALES (extremos articulados)

La separación de las presillas será ≤ $50 \cdot i_{y1}$

T_{trab} = 1200 Kg/cm2.

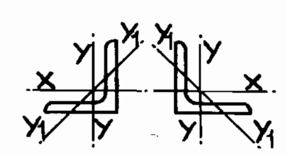


Carga máxima en toneladas

Angular	S	R_x	i_x	i_{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																							
	cm2	cm3	cm	cm	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60
35·35·4	5,34	2,36	1,05	0,68	5,38	5,05	4,67	4,30	3,91	3,56	3,20	2,90	2,46	2,12	1,86	1,62	1,45	1,28	1,16	1,03	0,86	0,72	0,62					
35·35·6	7,74	3,42	1,04	0,68	7,80	7,24	6,77	6,19	5,59	5,10	4,59	4,09	3,51	3,02	2,66	2,32	2,05	1,84	1,64	1,47	1,22	1,03	0,88					
40·40·4	6,16	3,12	1,21	0,78	6,48	6,10	5,77	5,43	4,99	4,65	4,27	3,93	3,57	3,26	2,85	2,51	2,20	1,97	1,77	1,59	1,32	1,10	0,94	0,81	0,71			
40·40·6	8,96	4,52	1,19	0,77	9,34	8,83	8,34	7,85	7,21	6,69	6,11	5,60	5,14	4,58	4,01	3,50	3,12	2,80	2,49	2,25	1,86	1,56	1,33	1,14				
45·45·5	8,60	4,86	1,35	0,87	9,21	8,90	8,39	8,00	7,53	7,07	6,62	6,11	5,67	5,21	4,82	4,32	3,85	3,45	3,07	2,79	2,30	1,93	1,64	1,43	1,24	1,09		
45·45·7	11,7	6,62	1,33	0,87	12,4	12,0	11,4	10,8	10,1	9,50	8,85	8,22	7,56	7,03	6,45	5,79	5,08	4,57	4,08	3,70	3,06	2,57	2,19	1,87	1,63	1,43		
50·50·5	9,60	6,10	1,51	0,98	10,5	10,1	9,76	9,37	8,86	8,47	7,94	7,53	7,02	6,54	6,13	5,70	5,28	4,82	4,30	3,92	3,20	2,70	2,30	1,99	1,72	1,52	1,35	1,19
50·50·7	13,1	8,30	1,49	0,96	14,3	13,8	13,2	12,7	12,0	11,5	10,7	10,0	9,43	8,83	8,18	7,58	7,11	6,36	5,67	5,18	4,24	3,59	3,04	2,63	2,28	2,01	1,77	1,58
55·55·6	12,6	8,80	1,66	1,07	14,0	13,6	13,2	12,7	12,2	11,7	11,1	10,5	9,94	9,43	8,83	8,32	7,80	7,32	6,85	6,23	5,06	4,27	3,64	3,15	2,73	2,41	2,13	1,90
55·55·8	16,5	11,4	1,64	1,07	18,2	17,6	17,1	16,5	15,8	15,1	14,4	13,6	12,9	12,2	11,4	10,6	9,94	9,34	8,74	7,87	6,52	5,49	4,63	4,00	3,49	3,08	2,73	2,42
60·60·6	13,8	10,6	1,82	1,17	15,5	15,1	14,7	14,3	13,8	13,3	12,8	12,2	11,7	11,0	10,4	9,85	9,43	8,83	8,37	7,85	6,71	5,64	4,81	6,15	3,63	3,17	2,80	2,50
60·60·8	18,1	13,8	1,80	1,16	20,2	19,7	19,2	18,7	17,9	17,2	16,5	15,9	15,1	14,2	13,6	12,8	12,2	11,4	10,7	10,1	8,65	7,25	6,19	5,27	4,60	4,06	3,59	3,21
65·65·7	17,4	14,4	1,96	1,26	19,7	19,1	18,8	18,3	17,7	17,1	16,5	15,9	15,3	14,7	13,9	13,2	12,6	12,0	11,3	10,8	9,69	8,32	6,99	6,05	5,29	4,66	4,13	3,65
65·65·9	22,0	18,1	1,94	1,25	24,9	24,2	23,7	23,1	22,4	21,4	20,8	20,0	19,3	18,3	17,6	16,7	15,7	15,0	14,2	13,5	12,1	10,1	8,74	7,55	6,50	5,74	5,11	4,51
70·70·7	18,8	16,9	2,12	1,37	21,5	21,1	20,5	20,0	19,6	18,9	18,3	17,7	17,2	16,6	15,9	15,2	14,6	13,9	13,2	12,7	11,4	10,3	8,83	7,67	6,61	5,86	5,22	4,63
70·70·9	23,8	21,2	2,10	1,36	27,2	26,5	26,0	25,3	24,6	24,0	23,2	22,5	21,6	20,8	20,1	19,2	18,3	17,4	16,7	15,9	14,3	12,9	11,0	9,51	8,28	7,32	6,44	5,71

Angular	S	R_x	i_x	i_{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																							
	cm2	cm3	cm	cm	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,25	4,50	4,75
75·75·8	23,0	22,0	2,26	1,46	20,3	19,4	18,7	17,8	17,1	16,5	15,7	15,0	14,2	13,6	12,8	12,3	11,6	10,6	9,94	9,25	8,09	7,25	6,46					
75·75·10	28,2	27,0	2,25	1,45	24,7	23,8	22,7	21,8	20,9	20,0	19,2	18,2	17,4	16,5	15,8	14,9	13,9	12,8	12,0	11,1	9,94	8,74	7,83					
80·80·8	24,6	25,2	2,42	1,55	22,4	21,7	20,9	20,2	19,3	18,6	17,7	17,1	16,4	15,7	15,1	14,4	13,6	13,0	12,2	11,3	10,0	8,91	7,87	7,10	6,42	5,65	5,06	4,55
80·80·10	30,2	31,0	2,41	1,54	27,4	26,7	25,6	24,5	23,7	22,8	21,9	20,9	20,1	19,1	18,3	17,5	16,8	15,9	14,9	14,0	12,1	10,8	9,69	8,57	7,79	6,93	6,13	5,53
80·80·12	35,8	36,4	2,39	1,53	32,3	31,4	30,3	29,1	27,8	26,7	25,6	24,7	23,7	22,6	21,5	20,6	19,7	18,6	17,1	16,0	14,1	12,4	11,1	10,0	9,00	8,04	7,13	6,43
90·90·9	31,0	36,0	2,74	1,76	29,8	29,1	28,2	27,3	26,6	25,6	24,8	24,0	23,1	22,1	21,5	20,7	19,8	19,2	18,4	17,8	16,1	14,3	12,8	11,4	10,3	9,17	8,20	7,36
90·90·11	37,4	43,2	2,72	1,75	35,9	34,8	34,0	33,0	31,8	30,8	29,9	28,8	27,7	26,7	25,8	24,7	23,9	22,9	21,9	21,3	19,1	17,0	15,3	13,5	12,2	10,9	9,77	8,65
100·100·10	38,4	49,4	3,04	1,95	38,4	37,4	36,6	35,7	34,9	33,8	32,9	32,0	30,9	30,1	29,1	28,1	27,2	26,5	25,6	24,5	23,0	21,3	19,6	17,5	15,7	13,9	12,4	11,2
100·100·12	45,4	58,4	3,02	1,95	45,0	44,3	43,2	41,9	41,0	40,0	38,7	37,6	36,6	35,6	34,3	33,3	32,2	30,9	29,9	29,0	27,0	25,0	22,8	20,3	18,5	16,2	14,5	13,1
110·110·10	42,4	60,2	3,36	2,16	43,4	42,8	41,7	41,0	40,0	39,2	38,6	37,7	36,6	35,8	34,9	34,0	32,8	32,0	31,0	30,1	28,3	26,5	24,9	23,3	21,3	18,9	16,8	15,2
110·110·12	50,2	71,4	3,34	2,15	51,5	50,6	49,4	48,6	47,4	46,4	45,3	44,3	43,0	41,8	40,7	39,6	38,7	37,5	36,3	35,2	33,1	31,0	29,2	27,3	24,8	22,1	19,5	17,7
120·120·11	50,8	79,0	3,66	2,35	53,5	52,5	51,7	50,8	49,6	48,8	48,0	46,9	45,9	44,8	43,9	43,0	41,7	40,7	39,9	38,6	36,7	34,6	32,8	30,8	29,2	26,8	23,9	21,4
120·120·13	59,4	92,0	3,64	2,34	62,5	61,4	60,0	59,4	57,9	57,0	55,7	54,9	53,6	52,4	50,9	50,2	48,9	47,5	46,0	45,1	42,4	40,5	37,9	36,0	33,8	30,8	27,4	25,0
130·130·12	60,0	101	3,97	2,54	63,7	63,2	62,0	61,5	60,5	59,5	58,6	57,6	56,2	55,4	54,2	53,3	51,8	50,7	49,6	48,3	46,1	43,9	41,7	39,6	37,5	35,1	33,0	29,7
130·130·14	69,4	116	3,94	2,53	73,7	73,0	71,8	70,5	70,0	68,2	67,7	66,1	65,0	63,6	62,6	61,2	59,5	58,6	57,0	55,9	53,4	50,7	48,2	45,8	43,0	40,2	37,7	33,7
140·140·13	70,0	127	4,27	2,74	75,7	75,0	73,5	73,0	72,5	70,6	70,0	68,3	67,7	66,7	65,2	64,1	63,2	61,8	60,4	59,6	56,7	54,2	52,2	49,8	47,2	44,2	42,0	39,3
140·140·15	80,0	145	4,25	2,73	86,5	84,9	84,2	83,5	82,0	80,6	80,0	78,0	77,4	76,2	74,4	73,2	71,6	70,6	69,1	67,6	64,9	62,0	59,2	56,8	53,9	50,5	47,5	44,5
140·140·17	90,0	162	4,23	2,72	97,2	95,5	94,7	93,0	92,1	90,8	89,1	87,7	86,9	85,0	83,7	81,8	80,5	79,4	77,1	76,1	72,5	69,7	66,7	63,2	60,0	56,8	53,5	50,0
150·150·14	80,6	156	4,58	2,94	88,3	87,4	86,5	85,6	84,8	83,4	81,9	81,3	80,0	78,6	77,4	76,2	75,0	73,8	72,7	71,1	68,5	66,3	63,3	60,8	58,3	54,9	52,0	48,9
150·150·16	91,4	177	4,56	2,93	99,4	98,5	97,7	96,9	95,1	94,3	92,5	92,5	90,8	89,1	87,4	86,5	85,0	83,7	81,9	80,6	77,8	74,1	71,6	69,0	65,3	62,3	58,4	55,4
150·150·18	102	199	4,54	2,93	111	110	109	107	106	105	104	103	100	99,4	97,7	96,0	95,1	92,5	91,7	90,0	86,5	82,7	80,0	76,0	72,9	68,7	65,1	61,2

Carga máxima en toneladas



RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA

POR DOS L NORMALES (extremos articulados)

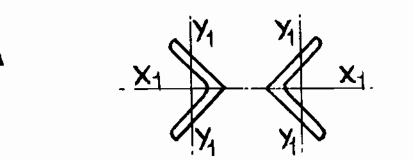
La separación de las presillas será $\leq 50 \cdot i_{y1}$

$T_{trab} = 1400$ Kg/cm2.

Angular	S	R_x	i_x	i_{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																						
	cm2	cm3	cm	cm	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60
					Carga máxima en toneladas																						
35·35·4	5,34	2,36	1,05	0,68	6,28	5,89	5,45	5,02	4,56	4,15	3,74	3,38	2,87	2,47	2,17	1,89	1,69	1,50	1,35	1,21	1,00	0,84	0,72					
35·35·6	7,74	3,42	1,04	0,68	9,10	8,45	7,90	7,22	6,52	5,95	5,36	4,77	4,10	3,52	3,10	2,71	2,39	2,15	1,91	1,72	1,43	1,20	1,03					
40·40·4	6,16	3,12	1,21	0,78	7,56	7,12	6,73	6,34	5,82	5,42	4,98	4,58	4,17	3,80	3,32	2,93	2,57	2,30	2,07	1,85	1,54	1,29	1,10	0,95	0,83			
40·40·6	8,96	4,52	1,19	0,77	10,9	10,3	9,73	9,16	8,42	7,80	7,13	6,53	6,00	5,34	4,68	4,08	3,64	3,26	2,91	2,63	2,17	1,82	1,55	1,33				
45·45·5	8,60	4,86	1,35	0,87	10,7	10,4	9,79	9,33	8,79	8,25	7,72	7,12	6,62	6,08	5,63	5,04	4,49	4,03	3,58	3,25	2,68	2,25	1,91	1,66	1,45	1,27		
45·45·7	11,7	6,62	1,33	0,87	14,5	14,0	13,3	12,6	11,8	11,1	10,3	9,60	8,82	8,20	7,53	6,75	5,92	5,33	4,76	4,32	3,57	3,00	2,56	2,18	1,90	1,67		
50·50·5	9,60	6,10	1,51	0,98	12,2	11,8	11,4	10,9	10,3	9,88	9,27	8,78	8,20	7,64	7,15	6,65	6,17	5,62	5,01	4,57	3,73	3,15	2,69	2,33	2,01	1,77	1,57	1,39
50·50·7	13,1	8,30	1,49	0,96	16,7	16,1	15,4	14,8	14,0	13,4	12,5	11,7	11,0	10,3	9,55	8,85	8,30	7,42	6,62	6,05	4,95	4,19	3,55	3,07	2,66	2,35	2,07	1,85
55·55·6	12,6	8,80	1,66	1,07	16,4	15,9	15,4	14,8	14,2	13,6	13,0	12,3	11,6	11,0	10,3	9,71	9,11	8,54	7,99	7,27	5,91	4,98	4,25	3,67	3,19	2,81	2,49	2,22
55·55·8	16,5	11,4	1,64	1,07	21,3	20,6	19,9	19,2	18,4	17,6	16,8	15,9	15,1	14,2	13,3	12,4	11,6	10,9	10,2	9,18	7,61	6,40	5,40	4,66	4,07	3,59	3,18	2,83
60·60·6	13,8	10,6	1,82	1,17	18,1	17,6	17,1	16,7	16,1	15,5	14,9	14,2	13,6	12,9	12,2	11,5	11,0	10,3	9,77	9,17	7,83	6,58	5,61	4,84	4,21	3,70	3,27	2,92
60·60·8	18,1	13,8	1,80	1,16	23,6	23,0	22,4	21,8	20,9	20,1	19,3	18,5	17,6	16,6	15,9	15,0	14,2	13,3	12,5	11,8	10,1	8,46	7,22	6,15	5,37	4,73	4,19	3,75
65·65·7	17,4	14,4	1,96	1,26	23,0	22,3	21,9	21,4	20,6	20,0	19,3	18,6	17,9	17,2	16,2	15,4	14,7	14,0	13,2	12,6	11,3	9,71	8,15	7,06	6,17	5,43	4,82	4,26
65·65·9	22,0	18,1	1,94	1,25	29,1	28,3	27,7	27,0	26,1	25,0	24,3	23,3	22,5	21,4	20,5	19,5	18,3	17,5	16,6	15,7	14,1	11,8	10,2	8,80	7,59	6,70	5,96	5,27
70·70·7	18,8	16,9	2,12	1,37	25,1	24,6	23,9	23,3	22,9	22,1	21,4	20,7	20,1	19,4	18,5	17,8	17,0	16,2	15,4	14,8	13,3	12,1	10,3	8,95	7,72	6,84	6,09	5,40
70·70·9	23,8	21,2	2,10	1,36	31,7	30,9	30,3	29,5	28,7	28,0	27,1	26,2	25,2	24,3	23,5	22,4	21,4	20,3	19,5	18,5	16,7	15,1	12,8	11,1	9,66	8,54	7,52	6,67

Angular	S cm2	R_x cm3	i_x cm	i_{y1} cm	Longitud libre de pandeo L en metros																							
					1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,25	4,50	4,75
75·75·8	23,0	22,0	2,26	1,46	23,7	22,7	21,8	20,8	20,0	19,2	18,3	17,5	16,6	15,9	15,0	14,4	13,5	12,4	11,6	10,8	9,44	8,47	7,54					
75·75·10	28,2	27,0	2,25	1,45	28,8	27,8	26,5	25,5	24,4	23,4	22,4	21,2	20,3	19,3	18,4	17,4	16,2	14,9	14,0	13,0	11,6	10,2	9,13					
80·80·8	24,6	25,2	2,42	1,55	26,1	25,3	24,4	23,6	22,5	21,7	20,7	19,9	19,1	18,3	17,6	16,8	15,9	15,2	14,2	13,2	11,7	10,4	9,18	8,28	7,49	6,59	5,90	5,31
80·80·10	30,2	31,0	2,41	1,54	32,0	31,1	29,8	28,6	27,6	26,6	25,5	24,4	23,5	22,3	21,4	20,4	19,6	18,6	17,4	16,3	14,1	12,6	11,3	10,0	9,09	8,08	7,15	6,45
80·80·12	35,8	36,4	2,39	1,53	37,7	36,6	35,3	33,9	32,4	31,2	29,8	28,8	27,6	26,4	25,1	24,0	23,0	21,7	20,0	18,7	16,5	14,5	13,0	11,7	10,5	9,38	8,32	7,50
90·90·9	31,0	36,0	2,74	1,76	34,7	33,9	32,9	31,9	31,0	29,9	28,9	28,0	27,0	25,8	25,1	24,1	23,1	22,4	21,5	20,8	18,8	16,7	15,0	13,3	12,1	10,7	9,56	8,59
90·90·11	37,4	43,2	2,72	1,75	41,9	40,6	39,7	38,5	37,1	35,9	34,9	33,6	32,3	31,2	30,1	28,8	27,9	26,7	25,5	24,8	22,3	19,8	17,8	15,8	14,3	12,7	11,4	10,1
100·100·10	38,4	49,4	3,04	1,95	44,8	43,7	42,7	41,7	40,7	39,5	38,4	37,3	36,1	35,1	34,0	32,8	31,8	30,9	29,9	28,6	26,9	24,9	22,9	20,4	18,3	16,2	14,5	13,1
100·100·12	45,4	58,4	3,02	1,95	52,5	51,7	50,4	48,9	47,8	46,7	45,1	43,8	42,7	41,5	40,0	38,8	37,6	36,1	34,9	33,8	31,5	29,2	26,6	23,7	21,6	18,9	16,9	15,3
110·110·10	42,4	60,2	3,36	2,16	50,7	49,9	48,7	47,9	46,7	45,7	45,0	44,0	42,7	41,8	40,7	39,6	38,3	37,3	36,2	35,1	33,0	30,9	29,0	27,2	24,8	22,1	19,6	17,7
110·110·12	50,2	71,4	3,34	2,15	60,1	59,1	57,6	56,7	55,3	54,1	52,8	51,7	50,2	48,8	47,5	46,2	45,1	43,7	42,3	41,1	38,6	36,2	34,0	31,8	28,9	25,8	22,8	20,6
120·120·11	50,8	79,0	3,66	2,35	62,4	61,3	60,3	59,3	57,8	56,9	56,0	54,7	53,5	52,3	51,2	50,1	48,7	47,4	46,5	45,0	42,8	40,4	38,2	35,9	34,0	31,3	27,9	25,0
120·120·13	59,4	92,0	3,64	2,34	72,9	71,7	70,0	69,3	67,6	66,5	65,0	64,0	62,5	61,1	59,4	58,6	57,0	55,4	53,7	52,6	49,5	47,2	44,2	42,0	39,4	36,0	32,0	29,2
130·130·12	60,0	101	3,97	2,54	74,3	73,7	72,4	71,8	70,6	69,4	68,3	67,2	65,6	64,6	63,2	62,2	60,4	59,2	57,9	56,4	53,8	51,2	48,6	46,2	43,7	41,0	38,5	34,6
130·130·14	69,4	116	3,94	2,53	86,0	85,2	83,8	82,3	81,6	79,6	79,0	77,1	75,9	74,2	73,1	71,4	69,4	68,4	66,5	65,2	62,3	59,2	56,2	53,4	50,1	46,9	44,0	39,3
140·140·13	70,0	127	4,27	2,74	88,3	87,5	86,0	85,2	84,5	82,4	81,7	79,7	79,0	77,8	76,0	74,8	73,7	72,1	70,5	69,5	66,2	63,2	60,9	58,0	55,1	51,6	49,0	45,8
140·140·15	80,0	145	4,25	2,73	101	99,1	98,2	97,4	95,7	94,1	93,3	91,1	90,3	88,9	86,8	85,5	83,6	82,4	80,6	78,9	75,7	72,3	69,1	66,3	62,9	58,9	55,4	51,9
140·140·17	90,0	162	4,23	2,72	113	111	110	108	107	106	104	102	101	99,2	97,7	95,5	94,0	92,7	90,0	88,8	84,6	81,3	77,8	73,7	70,0	66,3	62,4	58,3
150·150·14	80,6	156	4,58	2,94	103	102	101	99,9	99,0	97,3	95,6	94,8	93,3	91,7	90,3	88,9	87,5	86,1	84,8	83,0	80,0	77,3	73,8	71,0	68,0	64,1	60,7	57,0
150·150·16	91,4	177	4,56	2,93	116	115	114	113	111	110	108	108	106	104	102	101	99,2	97,7	95,5	94,1	90,8	86,5	83,6	80,5	76,2	72,7	68,1	64,6
150·150·18	102	199	4,54	2,93	130	129	127	125	124	123	121	120	117	116	114	112	111	108	107	105	101	96,5	93,3	88,7	85,0	80,2	76,0	71,4

Carga máxima en toneladas



RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA

POR DOS L NORMALES (extremos articulados)

También vale para L ˥ aunque la resistencia en ésta disposición es algo menor.

Separación de las presillas $\leq 50 \cdot i_{y1}$

$i_{x1} < i_{x2}$

T_{trab} = 1200 Kg/cm2.

Angular	S	R_{x1}	R_{x2}	i_{x1}	i_{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																						a
	cm2	cm3	cm3	cm	cm	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,20		mm
45·45·5	8,60	7,80	11,0	1,70	0,87	8,00	7,64	7,27	6,93	6,53	6,14	5,80	5,43	5,11	4,78	4,39	3,97	3,67	3,35	3,07	2,83	2,61	2,42	2,24	2,09	1,97	1,73	Carga máxima en toneladas	48
45·45·7	11,7	10,3	14,4	1,67	0,87	10,8	10,3	9,77	9,25	8,74	8,22	7,73	7,25	6,79	6,36	5,79	5,25	4,78	4,37	4,02	3,70	3,42	3,17	2,95	2,75	2,57	2,26		50
50·50·5	9,60	9,83	13,9	1,90	0,98	9,37	9,00	8,66	8,29	7,89	7,53	7,16	6,82	6,40	6,06	5,76	5,38	5,07	4,66	4,30	3,92	3,63	3,38	3,16	2,92	2,73	2,42		53
50·50·7	13,1	13,0	18,1	1,88	0,96	12,8	12,2	11,7	11,2	10,6	10,1	9,69	9,17	8,65	8,18	7,77	7,29	6,81	6,17	5,67	5,25	4,89	4,49	4,19	3,93	3,64	3,22		55
55·55·6	12,6	14,0	19,9	2,08	1,07	12,7	12,3	11,8	11,5	11,0	10,5	10,1	9,60	9,08	8,74	8,32	7,88	7,50	7,07	6,78	6,22	5,73	5,31	4,92	4,64	4,33	3,79		59
55·55·8	16,5	17,8	25,1	2,06	1,07	16,4	16,0	15,4	14,8	14,2	13,6	13,0	12,4	11,9	11,3	10,7	10,2	9,60	9,17	8,55	8,00	7,37	6,81	6,33	5,88	5,49	4,87		61
60·60·6	13,8	17,0	24,0	2,29	1,17	14,3	14,0	13,5	13,0	12,7	12,2	11,7	11,4	10,8	10,4	10,0	9,51	9,08	8,74	8,29	7,93	7,50	7,05	6,61	6,10	5,72	5,01		64
60·60·8	18,1	21,7	30,3	2,26	1,16	18,7	18,1	17,6	17,0	16,5	15,9	15,3	14,7	14,0	13,5	12,9	12,3	11,7	11,1	10,7	10,1	9,69	9,08	8,32	7,82	7,25	6,35		66
65·65·7	17,4	23,0	32,4	2,47	1,26	18,3	17,8	17,4	17,0	16,5	16,0	15,4	14,9	14,4	13,9	13,4	12,9	12,3	11,8	11,3	10,9	10,4	10,0	9,60	9,00	8,45	7,33		69
65·65·9	22,0	28,4	39,6	2,44	1,25	23,2	22,6	22,0	21,4	20,8	20,1	19,4	18,7	18,1	17,4	16,7	16,1	15,4	14,8	14,2	13,6	12,9	12,3	11,8	11,0	10,3	9,08		71
70·70·7	18,8	27,1	38,2	2,67	1,37	20,1	19,8	19,3	18,8	18,3	17,9	17,3	16,8	16,5	15,9	15,3	14,7	14,3	13,7	13,2	12,7	12,2	11,7	11,3	10,8	10,4	9,25		74
70·70·9	23,8	33,5	47,0	2,64	1,36	25,3	24,9	24,4	23,8	23,2	22,4	21,8	21,4	20,6	19,8	19,2	18,4	18,0	17,2	16,5	15,9	15,4	14,7	14,1	13,5	12,9	11,6		76
75·75·8	23,0	35,2	49,5	2,85	1,46	24,8	24,4	24,0	23,4	23,0	22,4	21,9	21,3	20,8	20,1	19,5	18,9	18,4	17,6	17,1	16,5	15,9	15,3	14,8	14,2	13,8	12,8		80
75·75·10	28,2	42,6	59,4	2,83	1,45	30,4	29,9	29,4	28,6	28,0	27,5	26,7	26,1	25,2	24,7	23,8	23,1	22,3	21,7	20,9	20,1	19,4	18,6	18,0	17,2	16,7	15,5		82

Angular	S	R_{x1}	R_{x2}	i_{x1}	i_{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																						Carga máxima en toneladas	a
	cm2	cm3	cm3	cm	cm	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,25		mm.
80·80·8	24,6	40,6	56,9	3,06	1,55	24,6	24,0	23,4	22,9	22,4	21,9	21,1	20,5	20,0	19,5	18,7	18,3	17,6	17,0	16,4	15,9	14,7	13,8	12,6	11,3	10,2	9,08		85
80·80·10	30,2	49,1	68,3	3,03	1,54	29,9	29,5	28,8	28,1	27,3	26,7	25,9	25,0	24,3	23,6	22,8	22,1	21,4	20,8	19,9	19,3	17,9	16,8	15,2	13,7	12,3	11,0		87
80·80·12	35,8	56,8	79,3	3,00	1,53	35,5	34,9	33,9	33,1	32,3	31,4	30,5	29,7	28,6	27,8	27,0	25,9	25,1	24,4	23,4	22,6	21,0	19,7	17,7	15,8	14,1	12,6		89
90·90·9	31,0	57,8	81,1	3,45	1,76	32,1	31,6	31,0	30,3	29,7	29,1	28,4	27,8	27,2	26,4	25,8	25,1	24,5	23,8	23,1	22,4	21,2	19,8	18,8	17,7	16,4	14,6		96
90·90·11	37,4	68,5	95,8	3,41	1,75	38,7	37,7	37,1	36,5	35,7	34,8	34,0	33,3	32,8	31,8	30,9	30,1	29,3	28,4	27,7	26,8	25,2	23,7	22,2	21,0	19,4	17,0		98
100·100·10	38,4	79,2	111	3,82	1,95	40,8	40,0	39,3	38,7	38,1	37,5	36,9	36,0	35,5	34,6	34,1	33,2	32,5	31,8	30,9	30,1	28,6	27,3	25,9	24,5	23,1	21,5		107
100·100·12	45,4	92,7	129	3,80	1,95	48,2	47,4	46,5	45,8	45,0	44,3	43,6	42,6	41,6	41,0	40,0	39,2	38,4	37,3	36,6	35,6	33,9	32,2	30,3	28,7	27,3	25,2		109
110·110·10	42,4	97,5	137	4,23	2,16	45,9	45,0	44,6	43,9	43,5	42,8	42,1	41,4	41,0	40,0	39,4	38,8	38,0	37,4	36,4	35,8	34,1	32,8	31,4	29,7	28,3	26,7		117
110·110·12	50,2	114	160	4,21	2,15	54,3	53,3	52,8	51,9	51,5	50,6	49,8	48,9	48,2	47,4	46,7	45,6	44,9	44,0	43,0	42,4	40,5	38,7	36,8	35,2	33,4	31,4		119
120·120·11	50,8	127	179	4,62	2,35	55,8	54,9	54,4	53,9	53,5	52,6	52,1	51,3	50,4	49,5	49,2	48,3	47,6	46,6	45,9	45,2	43,6	41,7	40,1	38,6	36,7	35,1		127
120·120·13	59,4	147	205	4,59	2,34	64,8	64,2	63,6	63,1	62,5	61,4	60,4	59,9	58,9	57,9	57,5	56,1	55,2	54,4	53,5	52,8	50,6	48,9	46,9	44,8	43,0	40,5		129
130·130·12	60,0	163	229	5,00	2,54	66,7	66,1	65,5	64,9	63,7	63,2	62,6	62,0	61,0	60,5	59,5	58,5	58,0	57,1	56,2	55,4	53,7	51,8	50,0	48,3	46,5	44,5		138
130·130·14	69,4	186	260	4,97	2,53	77,1	76,4	75,6	75,0	73,7	73,0	72,4	71,8	70,6	70,0	68,8	67,7	67,1	66,1	65,0	64,0	62,1	59,9	57,9	55,9	53,7	50,7		140
140·140·13	70,0	204	287	5,38	2,74	78,5	77,7	77,0	76,3	75,6	75,0	74,3	73,7	72,4	71,8	71,1	70,6	69,4	68,3	67,7	66,7	65,1	63,2	61,3	59,1	57,5	55,0		149
140·140·15	80,0	232	324	5,36	2,73	90,0	89,1	88,3	87,4	86,5	85,7	85,0	84,2	82,8	82,0	80,6	80,0	79,4	78,1	77,4	76,2	73,9	72,1	70,1	67,6	64,9	62,7		151
140·140·17	90,0	258	359	5,33	2,72	101	100	99,0	98,1	97,2	95,5	94,7	94,7	93,0	92,2	90,7	90,0	88,4	87,7	87,0	85,7	83,1	80,5	77,7	76,1	73,0	69,7		153
150·150·14	80,6	252	354	5,77	2,94	90,8	90,0	89,1	89,1	88,3	87,4	87,4	85,6	84,8	84,1	83,4	82,6	81,3	80,5	80,0	78,6	77,4	75,0	73,3	71,1	69,1	66,3		159
150·150·16	91,4	284	396	5,74	2,93	104	103	101	100	99,4	98,5	97,7	96,9	96,0	95,0	94,3	93,4	92,5	91,7	90,0	89,0	87,4	85,0	82,4	80,6	77,8	75,1		161
150·150·18	10,2	315	438	5,70	2,93	116	114	113	112	111	110	109	108	107	106	106	104	103	102	100	99,6	97,1	94,3	91,9	89,3	86,7	82,7		163

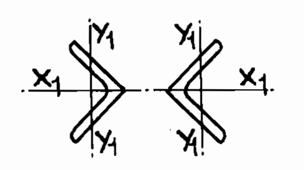
RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA

POR DOS L NORMALES (extremos articulados)

También vale para L ⅂ aunque la resistencia en ésta disposición es algo menor. Separación de las presillas ≤ $50 \cdot i_{y1}$

$$i_{x1} < i_{x2}$$

$$T_{trab} = 1400 \text{ Kg/cm2}$$

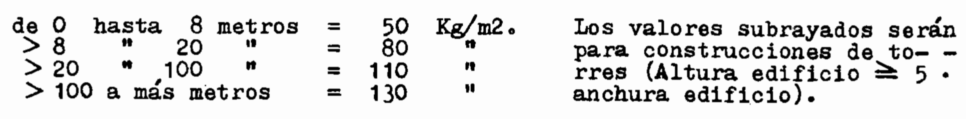


Angular	S cm2	R_{x1} cm3	R_{x2} cm3	i_{x1} cm	i_{y1} cm	Longitud libre de pandeo L en metros: 1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,20	Carga máxima en toneladas	a mm
45·45·5	8,60	7,80	11,0	1,70	0,87	9,33	8,92	8,48	8,08	7,62	7,17	6,76	6,34	5,96	5,57	5,12	4,63	4,28	3,91	3,58	3,30	3,05	2,82	2,62	2,44	2,30	2,02		48
45·45·7	11,7	10,3	14,4	1,67	0,87	12,6	12,1	11,4	10,8	10,2	9,59	9,02	8,46	7,93	7,42	6,75	6,12	5,58	5,10	4,69	4,32	3,99	3,70	3,44	3,21	3,00	2,63		50
50·50·5	9,60	9,83	13,9	1,90	0,98	10,9	10,5	10,1	9,67	9,21	8,78	8,35	7,95	7,47	7,07	6,72	6,28	5,92	5,44	5,01	4,57	4,24	3,94	3,68	3,40	3,18	2,82		53
50·50·7	13,1	13,0	18,1	1,88	0,96	14,9	14,2	13,7	13,1	12,4	11,8	11,3	10,7	10,1	9,55	9,07	8,50	7,95	7,20	6,62	6,13	5,70	5,24	4,89	4,58	4,24	3,76		55
55·55·6	12,6	14,0	19,9	2,08	1,07	14,8	14,4	13,8	13,4	12,9	12,3	11,8	11,2	10,6	10,2	9,71	9,20	8,75	8,26	7,92	7,27	6,69	6,20	5,74	5,42	5,05	4,42		59
55·55·8	16,5	17,8	25,1	2,06	1,07	19,2	18,7	18,0	17,3	16,6	15,9	15,2	14,5	13,9	13,2	12,5	11,9	11,2	10,7	9,98	9,33	8,60	7,95	7,39	6,86	6,40	5,68		61
60·60·6	13,8	17,0	24,0	2,29	1,17	16,7	16,3	15,7	15,2	14,8	14,2	13,7	13,3	12,6	12,2	11,7	11,1	10,6	10,2	9,67	9,26	8,75	8,23	7,71	7,11	6,67	5,85		64
60·60·8	18,1	21,7	30,3	2,26	1,16	21,8	21,1	20,6	19,8	19,2	18,6	17,8	17,1	16,3	15,7	15,0	14,4	13,7	13,0	12,5	11,8	11,3	10,6	9,72	9,13	8,46	7,41		66
65·65·7	17,4	23,0	32,4	2,47	1,26	21,4	20,8	20,3	19,8	19,2	18,6	18,0	17,4	16,8	16,2	15,6	15,0	14,4	13,8	13,2	12,7	12,2	11,7	11,2	10,5	9,86	8,55		69
65·65·9	22,0	28,4	39,6	2,44	1,25	27,0	26,3	25,7	25,0	24,3	23,5	22,6	21,8	21,1	20,3	19,5	18,8	18,0	17,3	16,6	15,9	15,0	14,4	13,8	12,9	12,1	10,6		71
70·70·7	18,8	27,1	38,2	2,67	1,37	23,5	23,1	22,5	21,9	21,4	20,9	20,2	19,6	19,2	18,5	17,8	17,2	16,7	16,0	15,4	14,8	14,3	13,7	13,2	12,6	12,2	10,8		74
70·70·9	23,8	33,5	47,0	2,64	1,36	29,5	29,0	28,5	27,8	27,1	26,2	25,4	24,9	24,0	23,1	22,4	21,5	21,0	20,1	19,3	18,5	17,9	17,2	16,5	15,8	15,1	13,5		76
75·75·8	23,0	35,2	49,5	2,85	1,46	29,0	28,5	28,0	27,3	26,8	26,2	25,6	24,8	24,2	23,5	22,8	22,1	21,5	20,6	20,0	19,2	18,6	17,9	17,3	16,6	16,1	14,9		80
75·75·10	28,2	42,6	59,4	2,83	1,45	35,5	34,9	34,3	33,4	32,6	32,1	31,1	30,4	29,4	28,8	27,8	27,0	26,0	25,3	24,4	23,5	22,7	21,7	21,0	20,1	19,5	18,1		82

Angular	S cm2	R_{x1} cm3	R_{x2} cm3	i_{x1} cm	i_{y1} cm	Longitud libre de pandeo L en metros																							a mm
						1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,25	Carga máxima en toneladas	
80·80·8	24,6	40,6	56,9	3,06	1,55	28,7	28,0	27,3	26,7	26,1	25,5	24,6	23,9	23,3	22,7	21,8	21,3	20,5	19,8	19,1	18,5	17,2	16,1	14,7	13,2	11,9	10,6		85
80·80·10	30,2	49,1	68,3	3,03	1,54	34,9	34,4	33,6	32,8	31,8	31,1	30,2	29,2	28,4	27,6	26,6	25,8	25,0	24,3	23,2	22,5	20,9	19,6	17,7	16,0	14,4	12,8		87
80·80·12	35,8	56,8	79,3	3,00	1,53	41,4	40,7	39,5	38,6	37,7	36,6	35,6	34,6	33,4	32,4	31,5	30,2	29,3	28,5	27,3	26,4	24,5	23,0	20,6	18,4	16,5	14,7		89
90·90·9	31,0	57,8	81,1	3,45	1,76	37,4	36,8	36,2	35,3	34,7	33,9	33,1	32,4	31,7	30,8	30,1	29,3	28,6	27,8	27,0	26,1	24,7	23,1	21,9	20,6	19,1	17,0		96
90·90·11	37,4	68,5	95,8	3,41	1,75	45,1	44,0	43,3	42,6	41,6	40,6	39,7	38,8	38,2	37,1	36,1	35,1	34,2	33,1	32,3	31,2	29,4	27,6	25,9	24,5	22,7	19,8		98
100·100·10	38,4	79,2	111	3,82	1,95	47,6	46,7	45,9	45,2	44,4	43,7	43,0	42,0	41,4	40,4	39,8	38,7	37,9	37,1	36,1	35,1	33,4	31,8	30,2	28,6	26,9	25,1		107
100·100·12	45,4	92,7	129	3,80	1,95	56,2	55,3	54,3	53,4	52,5	51,7	50,8	49,7	48,5	47,8	46,7	45,7	44,8	43,5	42,7	41,5	39,5	37,6	35,3	33,5	31,8	29,4		109
110·110·10	42,4	97,5	137	4,23	2,16	53,5	52,5	52,1	51,2	50,7	49,9	49,1	48,3	47,9	46,7	46,0	45,3	44,3	43,6	42,4	41,8	39,8	38,3	36,6	34,7	33,0	31,2		117
110·110·12	50,2	114	160	4,21	2,15	63,3	62,2	61,6	60,6	60,1	59,1	58,1	57,1	56,2	55,3	54,5	53,2	52,4	51,3	50,2	49,5	47,2	45,1	42,9	41,1	39,0	36,6		119
120·120·11	50,8	127	179	4,62	2,35	65,2	64,1	63,5	62,9	62,4	61,3	60,8	59,8	58,8	57,8	57,4	56,4	55,6	54,3	53,5	52,7	50,8	48,7	46,8	45,0	42,8	40,9		127
120·120·13	59,4	147	205	4,59	2,34	75,6	74,9	74,2	73,6	72,9	71,7	70,5	69,9	68,7	67,6	67,1	65,5	64,5	63,5	62,5	61,6	59,0	57,0	54,7	52,3	50,1	47,2		129
130·130·12	60,0	163	229	5,00	2,54	77,8	77,1	76,4	75,7	74,3	73,7	73,0	72,4	71,2	70,6	69,4	68,3	67,7	66,7	65,6	64,6	62,7	60,4	58,3	56,4	54,2	51,9		138
130·130·14	69,4	186	260	4,97	2,53	90,0	89,1	88,3	87,5	86,0	85,2	84,5	83,8	82,3	81,6	80,3	79,0	78,4	77,1	75,9	74,7	72,5	69,9	67,5	65,2	62,7	59,2		140
140·140·13	70,0	204	287	5,38	2,74	91,6	90,7	89,9	89,1	88,3	87,5	86,7	86,0	84,5	83,8	83,0	82,4	81,0	79,7	79,0	77,8	76,0	73,7	71,5	69,0	67,1	64,1		149
140·140·15	80,0	232	324	5,36	2,73	105	104	103	102	101	100	99,1	98,2	96,6	95,7	94,1	93,3	92,6	91,1	90,3	88,9	86,2	84,2	81,8	78,9	75,7	73,2		151
140·140·17	90,0	258	359	5,33	2,72	118	117	116	115	114	112	111	111	109	108	106	105	103	102	102	100	97,0	94,0	90,7	88,8	85,2	81,3		153
150·150·14	80,6	252	354	5,77	2,94	106	105	104	104	103	102	102	99,9	99,0	98,1	97,3	96,4	94,8	94,0	93,3	91,7	90,3	87,5	85,5	83,0	80,6	77,3		159
150·150·16	91,4	284	396	5,74	2,93	121	120	118	117	116	115	114	113	112	111	110	109	108	107	105	104	102	99,2	96,2	94,1	90,8	87,6		161
150·150·18	102	315	438	5,70	2,93	135	134	132	131	130	129	128	127	125	124	123	121	120	119	117	116	113	110	107	104	101	96,5		163

V I E N T O

Valor de x



de 0 hasta 8 metros	=	50	Kg/m2.	
> 8 " 20 "	=	80	"	
> 20 " 100 "	=	110	"	
> 100 a más metros	=	130	"	

Los valores subrayados serán para construcciones de to- - rres (Altura edificio ≥ 5 · anchura edificio).

Construcciones cerradas

(1,6·sen α−0,4)·x
(1,2·sen α−0,4)·x
0,4·x
α
0,8·x
0,4·x

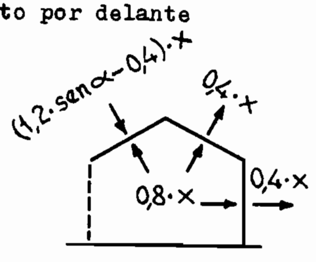
0,4·x
1,2·x
0,8·x
0,4·x
0,4·x

0,4·x
1,2·x
0,8·x
0,4·x

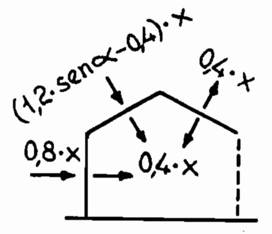
Construcciones abiertas



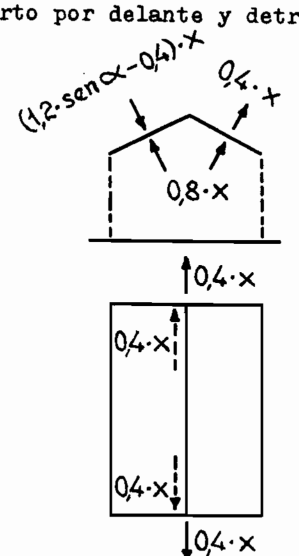
Abierto por delante



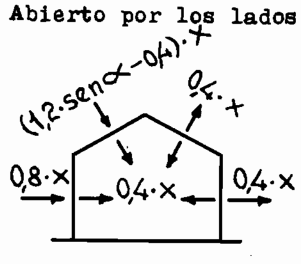
Abierto por detrás



Abierto por delante y detrás

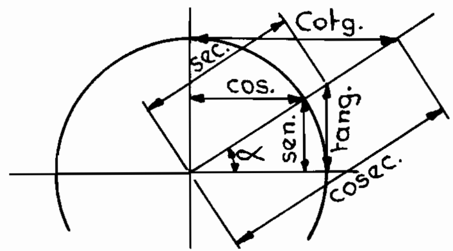


Abierto por los lados



Dirección del viento para todos los ejemplos.

TABLAS DE VALORES DE LAS LINEAS TRIGONOMETRICAS



Función	Grados	Valor	Grados	Función
Seno	0	0,00000	90	Coseno
	1	0,01745	89	
	2	0,03490	88	
	3	0,05234	87	
	4	0,06976	86	
	5	0,08716	85	
	6	0,10453	84	
	7	0,12187	83	
	8	0,13917	82	
	9	0,15643	81	
	10	0,17365	80	
	11	0,19081	79	
	12	0,20791	78	
	13	0,22495	77	
	14	0,24192	76	
	15	0,25882	75	
	16	0,27564	74	
	17	0,29237	73	
	18	0,30902	72	
	19	0,32557	71	
	20	0,34202	70	
	21	0,35837	69	
	22	0,37461	68	
	23	0,39073	67	
	24	0,40674	66	
	25	0,42262	65	
	26	0,43837	64	
	27	0,45399	63	
	28	0,46947	62	
	29	0,48481	61	
	30	0,50000	60	
	31	0,51504	59	
	32	0,52992	58	
	33	0,54464	57	
	34	0,55919	56	
	35	0,57358	55	
	36	0,58779	54	
	37	0,60182	53	
	38	0,61566	52	
	39	0,62932	51	
	40	0,64279	50	
	41	0,65606	49	
	42	0,66913	48	
	43	0,68200	47	
	44	0,69466	46	
	45	0,70711	45	

Función	Grados	Valor	Grados	Función
Coseno	0	1,00000	90	Seno
	1	0,99985	89	
	2	0,99939	88	
	3	0,99863	87	
	4	0,99756	86	
	5	0,99619	85	
	6	0,99452	84	
	7	0,99255	83	
	8	0,99027	82	
	9	0,98769	81	
	10	0,98481	80	
	11	0,98163	79	
	12	0,97815	78	
	13	0,97437	77	
	14	0,97030	76	
	15	0,96593	75	
	16	0,96126	74	
	17	0,95630	73	
	18	0,95106	72	
	19	0,94552	71	
	20	0,93969	70	
	21	0,93358	69	
	22	0,92718	68	
	23	0,92050	67	
	24	0,91355	66	
	25	0,90631	65	
	26	0,89879	64	
	27	0,89101	63	
	28	0,88295	62	
	29	0,87462	61	
	30	0,86603	60	
	31	0,85717	59	
	32	0,84805	58	
	33	0,83867	57	
	34	0,82904	56	
	35	0,81915	55	
	36	0,80902	54	
	37	0,79864	53	
	38	0,78801	52	
	39	0,77715	51	
	40	0,76604	50	
	41	0,75471	49	
	42	0,74314	48	
	43	0,73135	47	
	44	0,71934	46	
	45	0,70711	45	

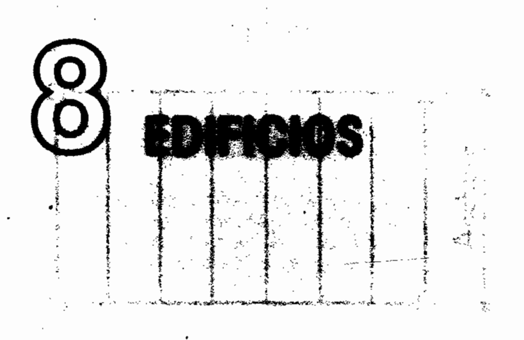
Función	Grados	Valor	Grados	Función
Tangente	0	0,00000	90	Cotangente
	1	0,01746	89	
	2	0,03492	88	
	3	0,05241	87	
	4	0,06993	86	
	5	0,08749	85	
	6	0,10510	84	
	7	0,12278	83	
	8	0,14054	82	
	9	0,15838	81	
	10	0,17633	80	
	11	0,19438	79	
	12	0,21256	78	
	13	0,23087	77	
	14	0,24933	76	
	15	0,26795	75	
	16	0,28675	74	
	17	0,30573	73	
	18	0,32492	72	
	19	0,34433	71	
	20	0,36397	70	
	21	0,38386	69	
	22	0,40403	68	
	23	0,42447	67	
	24	0,44523	66	
	25	0,46631	65	
	26	0,48773	64	
	27	0,50953	63	
	28	0,53171	62	
	29	0,55431	61	
	30	0,57735	60	
	31	0,60086	59	
	32	0,62487	58	
	33	0,64941	57	
	34	0,67451	56	
	35	0,70021	55	
	36	0,72654	54	
	37	0,75355	53	
	38	0,78129	52	
	39	0,80978	51	
	40	0,83910	50	
	41	0,86929	49	
	42	0,90040	48	
	43	0,93252	47	
	44	0,96569	46	
	45	1,00000	45	

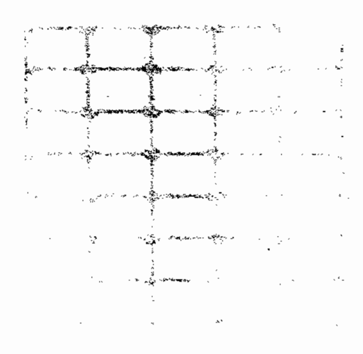
Función	Grados	Valor	Grados	Función
Cotangente	0		90	Tangente
	1	57,28996	89	
	2	28,63625	88	
	3	19,08114	87	
	4	14,30067	86	
	5	11,43005	85	
	6	9,51436	84	
	7	8,14435	83	
	8	7,11537	82	
	9	6,31375	81	
	10	5,67128	80	
	11	5,14455	79	
	12	4,70463	78	
	13	4,33148	77	
	14	4,01078	76	
	15	3,73205	75	
	16	3,48741	74	
	17	3,27085	73	
	18	3,07768	72	
	19	2,90421	71	
	20	2,74748	70	
	21	2,60509	69	
	22	2,47509	68	
	23	2,35585	67	
	24	2,24604	66	
	25	2,14451	65	
	26	2,05030	64	
	27	1,96261	63	
	28	1,88073	62	
	29	1,80405	61	
	30	1,73205	60	
	31	1,66428	59	
	32	1,60033	58	
	33	1,53987	57	
	34	1,48256	56	
	35	1,42815	55	
	36	1,37638	54	
	37	1,32704	53	
	38	1,27994	52	
	39	1,23490	51	
	40	1,19175	50	
	41	1,15037	49	
	42	1,11061	48	
	43	1,07237	47	
	44	1,03553	46	
	45	1,00000	45	

VALORES DEL COEFICIENTE DE PANDEO ω

λ	λ + 0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
20	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	20
30	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12	1,13	1,13	30
40	1,14	1,14	1,15	1,16	1,16	1,17	1,18	1,19	1,19	1,20	40
50	1,21	1,22	1,23	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,28	1,29	50
60	1,30	1,31	1,32	1,33	1,34	1,35	1,36	1,37	1,39	1,40	60
70	1,41	1,42	1,44	1,45	1,46	1,48	1,49	1,50	1,52	1,53	70
80	1,55	1,56	1,58	1,59	1,61	1,62	1,64	1,66	1,68	1,69	80
90	1,71	1,73	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84	1,86	1,88	90
100	1,90	1,92	1,94	1,96	1,98	2,00	2,02	2,05	2,07	2,09	100
110	2,11	2,14	2,16	2,18	2,21	2,23	2,27	2,31	2,35	2,39	110
120	2,43	2,47	2,51	2,55	2,60	2,64	2,68	2,72	2,77	2,81	120
130	2,85	2,90	2,94	2,99	3,03	3,08	3,12	3,17	3,22	3,26	130
140	3,31	3,36	3,41	3,45	3,50	3,55	3,60	3,65	3,70	3,75	140
150	3,80	3,85	3,90	3,95	4,00	4,06	4,11	4,16	4,22	4,27	150
160	4,32	4,38	4,43	4,49	4,54	4,60	4,65	4,71	4,77	4,82	160
170	4,88	4,94	5,00	5,05	5,11	5,17	5,23	5,29	5,35	5,41	170
180	5,47	5,53	5,59	5,66	5,72	5,78	5,84	5,91	5,97	6,03	180
190	6,10	6,16	6,23	6,29	6,36	6,42	6,49	6,55	6,62	6,69	190
200	6,75	6,82	6,89	6,96	7,03	7,10	7,17	7,24	7,31	7,38	200
210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,73	7,81	7,88	7,95	8,03	8,10	210
220	8,17	8,25	8,32	8,40	8,47	8,55	8,63	8,70	8,78	8,86	220
230	8,93	9,01	9,09	9,17	9,25	9,33	9,41	9,49	9,57	9,65	230
240	9,73	9,81	9,89	9,97	10,05	10,14	10,22	10,30	10,39	10,47	240
250	10,55										250

8 EDIFICIOS





I N T R O D U C C I O N

Las estructuras metálicas, constituyen el tipo de construcción más indicado para edificios medios y altos, ya que se obtiene una gran reducción de peso, y, gran estabilidad contra terremotos y otros tipos de sacudidas (bombas y minas).

Los edificios están compuestos por soportes y vigas que, unidos entre sí, forman un solo conjunto. Las vigas y los soportes se calcularán con las normas dadas en los respectivos capitulos (se considera como altura de los soportes la que hay de un piso al otro). Si el edificio está compuesto solo por una estructura metálica, se puede prescindir de las juntas de dilatación, cosa que no sucede cuando es mixto.

La forma ideal para los entramados es la rectangular, pues de esta manera se ponen las vigas del piso en dirección de la anchura (figura 228).

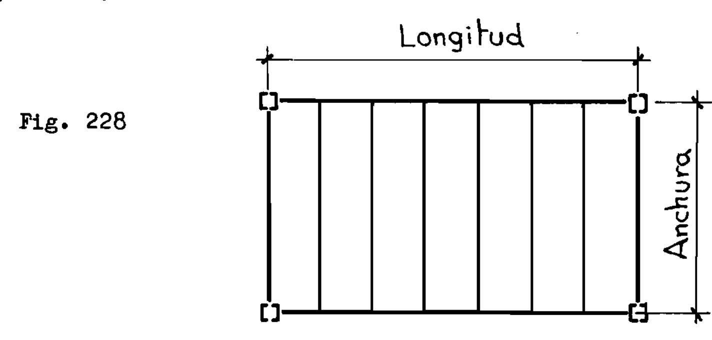
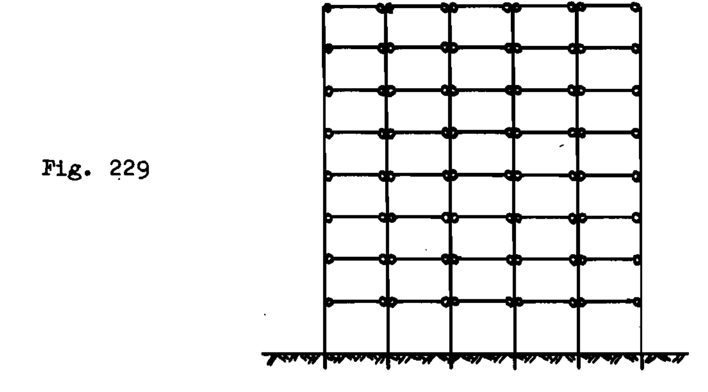


Fig. 228

V I E N T O

En los casos normales de edificios de ciudades, no se tiene en cuenta la acción del viento, ya que éstos se encuentran protegidos por los otros edificios de alrededor. Las uniones de las vigas y los soportes serán articuladas (unión soldada, ver página 57). A estas uniones de la estructura metálica le ayudan contra el viento los muros, tabiques y pisos que los arriostran y lo hacen apto para tales esfuerzos (figura 229).


Fig. 229

Cuando los edificios son muy altos, y se quiera obtener una mayor resistencia contra el viento, se tendrá que proceder de otra manera.

La acción del viento se puede contrarrestar proyentando uniones acarteladas entre vigas y soportes (Figura 230).

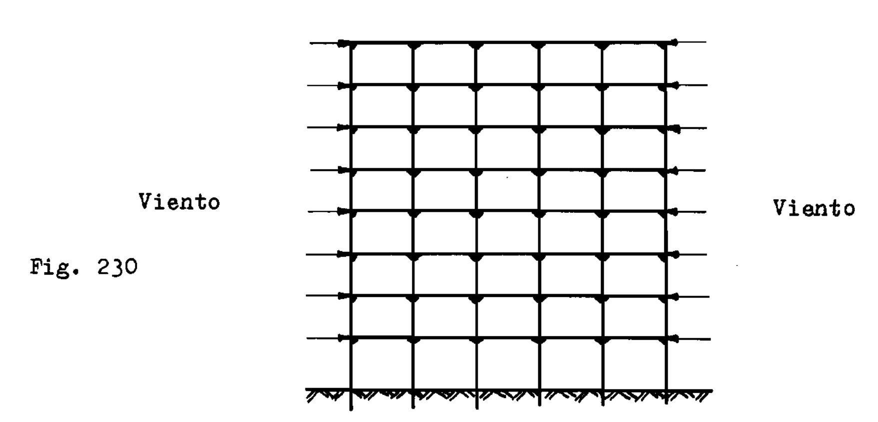


Fig. 230

Una solución sencilla utilizando las uniones articuladas es proyectar un entramado o soporte lateral, que contrarreste la acción del viento. Este entramado se podrá meter entre los tabiques de la vivienda y por lo tanto no estorbará. Figura 231.

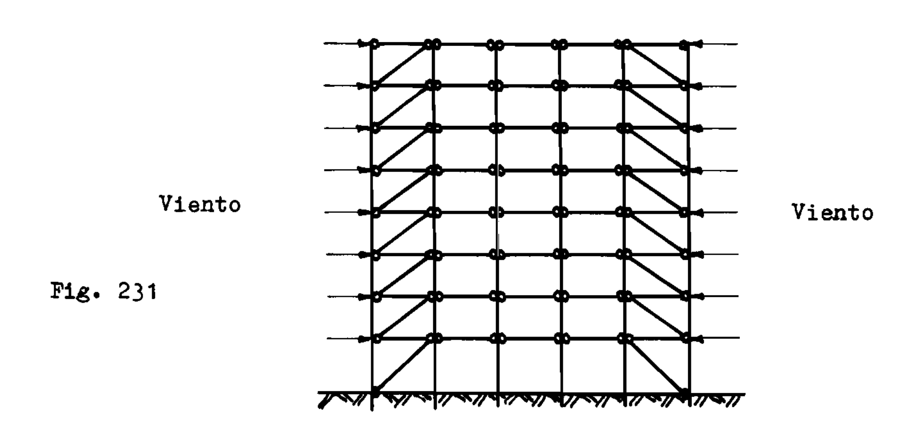


Fig. 231

Será condición indispensable que los espesores de los pisos estén dentro de las normas siguientes, para que hagan de jácenas de contraviento y transmitan a los soportes el esfuerzo (en todos los casos Fig. 229, 230 y 231).

L = longitud ; a = anchura ; e = espesor del piso

Cuando	e =	10 cm.	L máxima	=	3 · a
"	e =	15 "	" "	=	3,5 · a
"	e =	20 "	" "	=	4 · a

El cálculo del entramado de contraviento, se hará de la misma forma que los soportes de celosia (ver capitulo III). Naturalmente se tendrán que sumar los esfuerzos de este soporte, a los de las vigas y soportes del edificio, hallándose a continuación el nuevo perfil.

La presión del viento se considerará como uniformemente repartida sobre la superficie del edificio. Su valor variará según la altura y será el siguiente:

De	0	hasta	8	metros	= 40 Kg/m².
"	8	"	20	"	= 64 "
"	20	"	100	"	= 88 "
"	más de 100 metros				= 104 "

C A R G A S

En los edificios hay dos tipos de cargas, la carga permanente y la sobrecarga.

a).- Carga permanente

La carga permanente está constituida por la suma de los pesos de la estructura, forjados, tabiques, pavimentos, etc. El peso de la estructura en edificios de 3 ó 4 pisos es aproximadamente de 10 a 15 Kg. por m3., de diez pisos 25 a 30 Kg/m3. y, en rascacielos hasta 50 Kg/ m3.

A continuación se dan los pesos propios de los diferentes elementos que se usan en los edificios, para poder calcular el peso de los muros, estructuras, tabiques, etc.

Acero laminado	= 7850	Kg/m3.
Madera según su naturaleza y estado	= 600 a 1000	"
Fábrica de piedra natural	= 2500 a 2800	"
" " ladrillo cerámico	= 1800	"
" " " hueco	= 1300	"
" " hormigón en masa	= 2200	"
" " " armado	= 2400	"

b).- Sobrecarga

La sobrecarga está constituida por las personas, el mobiliario, los productos que se almacenan, la nieve, etc, o sea, por todo aquello que se pueda cambiar de lugar.

A continuación se dan los valores de cálculo para los diferentes tipos de sobrecarga.

Azoteas	= 150	Kg/m2.
Nieve en azoteas horizontal	= 75	"
Viviendas	= 150 - 250	"
Edificios públicos	= 250 - 300	"
Salas de espectáculos	= 400 - 500	"
Garajes (coches ligeros)	= 350 - 400	"

Estos valores se podrán cambiar siempre que sea necesario por una causa justificada.

<u>Aumentos de la sobrecarga</u>.- Cuando la estructura tenga que soportar -

efectos dinámicos producidos por maquinaria, se aumentará la sobrecarga en un 25%

Cuando en salas de reuniones y espectáculos, las personas se levanten a un mismo tiempo, se aumentará la sobrecarga en un 50%

Reducción de la sobrecarga.-

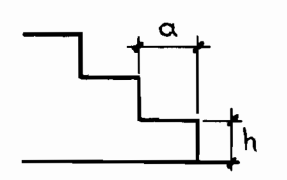
En los edificios de varios pisos se podrá hacer una reducción de la sobrecarga en los soportes según las normas siguientes:

Cubierta y dos pisos	0	reducción
" " tres "	10%	"
" " cuatro pisos	20%	"
" " cinco "	30%	"
" " seis " o más	33%	"

Esta reducción solo será para edificios de vivienda, y no para los que están destinados para almacenes, teatros, etc.

ESCALERAS

Existe una relación entre la altura y la anchura del peldaño, para conseguir que sea cómoda la escalera. Esta relación se puede ver en las siguientes fórmulas y tablas:



$2 \cdot a + h = 63$ cm.

h cm.	14	15	16	17	18	19
a cm.	35	33	31	29	27	25

Para las escaleras de mucho tránsito h estará comprendido entre 16 y 18 cm.

La anchura de la escalera será de 1 metro a 1,25 para escaleras secundarias y de 1,3 metros a 2 en las principales.

Peso propio

Escaleras ligeras con peldaños de madera o chapa estriada ≈ 150 Kg/m2.

Escaleras medianas, con peldaños de ladrillo o de fundición - recubiertos con una capa de 4 a 6 cm. de espesor de hormigón ≈ 300 Kg/m2.

Escaleras pesadas, con peldaños de mampostería de piedra tallada, piedra artificial, hormigón, etc., ≈ 500 Kg/m2.

Zancas

Para las zancas de las escaleras se cogerán principalmente los perfiles I o]. El cálculo de las mismas se hará considerando una viga con carga uniformemente repartida y con una luz igual a la distancia horizontal entre los apoyos (Figs. 232 a 234).

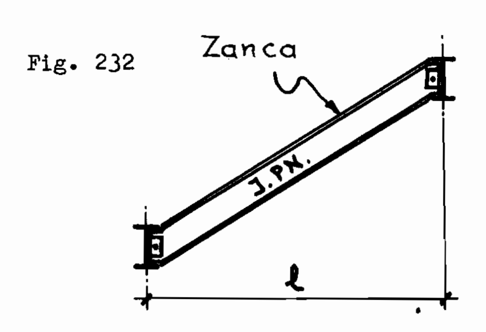


Fig. 232

Fig. 233

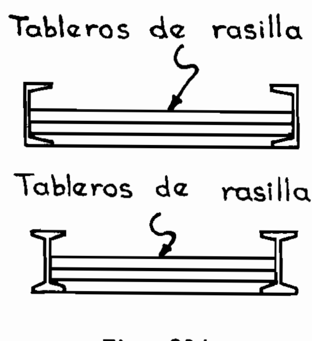


Fig. 234

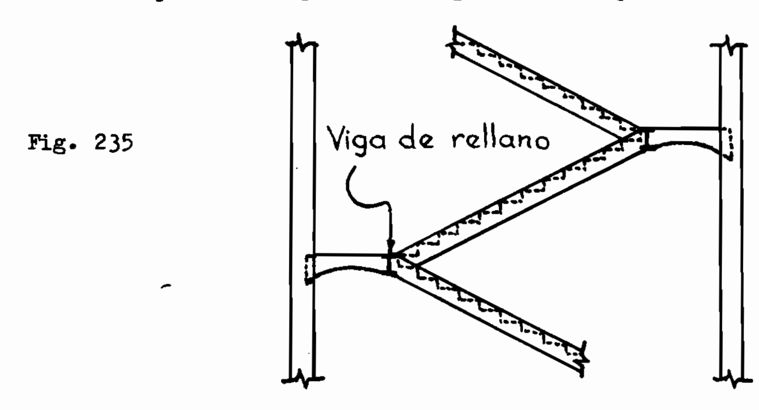
Los peldaños se hacen normalmente de mamposteria para las viviendas, y se apoyan sobre dos o tres capas de rasilla, que a su vez - se sujetan en los salientes de las zancas.

Vigas de rellanos

Estas vigas tienen por misión el transpasar la carga de los - descansillos y de las zancas, a los muros o soportes (Fig. 235).

Su cálculo no tiene ninguna dificultad y se hará con las mismas normas que se dan para las vigas en su capitulo correspondiente.

Fig. 235



Tipos de escalera

A continuación se dibujan diferentes tipos de escaleras, para que se escoja la más conveniente para cada caso (Figuras 236 a 238).

Fig. 236

Fig. 237

Fig. 238

P I S O S

El apoyo de la vigueria de piso sobre las otras que transmiten su carga al soporte, se hará preferentemente como se indica a continuación (Figura 239):

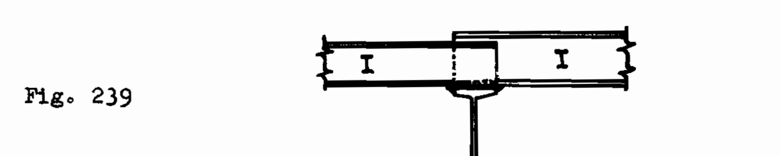
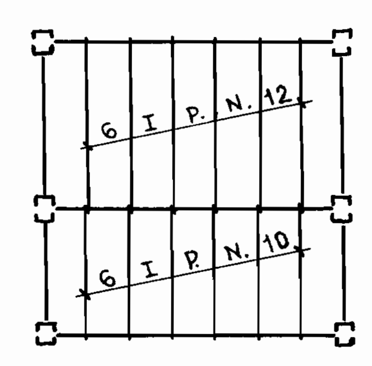


Fig. 239

Este sistema es el más económico y sencillo, ya que no se necesita medir con mucha exactitud y su montaje es más rápido.

Se podrá subsanar el inconveniente de que no estén las partes superiores de las vigas de piso a la misma altura, por medio de las bovedillas y el hormigón de relleno (Figuras 239 y 240).

Fig. 240



La separación normal de la vigueria será de 0,7 a 0,9 metros entre ejes.

Para las bovedillas del piso se dán las dos soluciones siguientes: Figuras 241 y 242

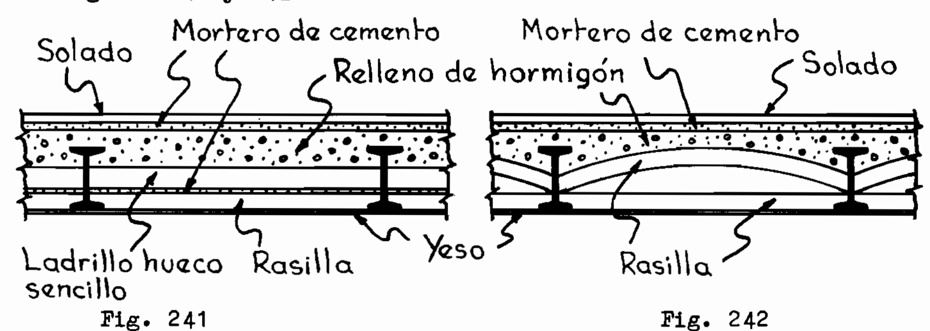


Fig. 241 Fig. 242

El hormigón de relleno podrá ser de la dosificación siguiente

2 : 7 : 14

Los componentes de dicha dosificación para hacer 1 m3. serán los siguientes:

Cemento 168 Kg. Arena 0,437 m3. grava 0,870 m3. agua 156 litros

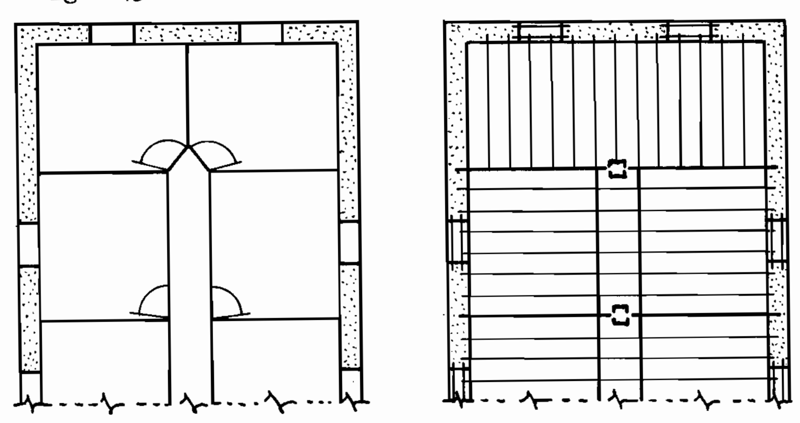
En los edificios, la altura de un piso a otro será de 3,00 a 3,25 metros normalmente. Al primer piso será de 3,50 a 4,50 metros según sea necesario para la instalación de los almacenes, tiendas u otra instalación.

ORDEN A SEGUIR EN EL CALCULO DE LOS EDIFICIOS

Con el plano de las diferentes plantas del edificio, se estudiará la situación más conveniente de los soportes y vigueria, teniendo en cuenta los tabiques, muros, patios, escaleras, etc., datos que se anotarán en un plano esquemático para cada planta (Figuras 243 y 244):

Posteriormente se calcularán las vigas de cada planta.

Fig. 243 Fig. 244



Para los soportes se hará otro plano esquemático de todos ellos, puestos uno al lado del otro por orden numérico.

+16,75 Nº1 Nº2 Nº3 Nº4 Nº5 Nº6 Nº7 Nº8 Nº9

5,40

+13,50 12,90

+10,25 17,35

+ 7,00 21,65

+ 3,75 26,30

±0

Fig. 245

En este plano se pondrán las cargas que tiene que transmitir el soporte en cada planta. Una vez anotado esto se procederá a su cálculo, y se anotarán los perfiles que hayan salido, en dicho plano (Figura 245). **El cálculo se hará con las normas de Arquitectura.**

Con todos estos datos se confeccionarán los planos definitivos, que tengan todos los datos necesarios para la construcción de los soportes y la viguería.

9 CALDERAS DEPOSITOS

CALDERAS DE VAPOR

El espesor de las paredes para calderas de vapor se calculará por la fórmula siguiente:

$$e = \frac{P \cdot d \cdot x}{200 \cdot Z \cdot T_{rot}} + 1 \;;$$

Normalmente "e" no será nunca menor de d:500 en calderas verticales, y (d -500): 250 en las horizontales.

e = espesor de la chapa en mm.   d = diámetro interior en mm.
P = presión en Kg/cm2. + 1 = suplemento para oxidación, tolerancias, etc.
Z = Relación entre la resistencia de la unión de las chapas y éstas, - normalmente 0,75.
x = coeficiente de seguridad x = 4,75 en uniones roblonadas, por recubrimiento, o con un solo cubrejuntas.   x = 4,25 en uniones roblonadas con dos cubrejuntas y simple hilera de roblones, o con dos - cubrejuntas y doble hilera de roblones en uno de ellos, así como - en las uniones soldadas.   x = 4 en roblonados con dos cubrejuntas y dos hileras de roblones, así como en cuerpos cilíndricos sin soldadura.
T_{rot} = resistencia a la tracción del material de la chapa en Kg/mm2. - según las normas siguientes:

Para temperatura hasta 220° C
T_{rot} = 33 Kg/mm2. para hierro dulce.
T_{rot} = 35 " para acero cuya resistencia de ensayo valga de 35 a 44 Kg/mm2.
T_{rot} = 41 " " " " " " " " " " 41 a 50 " "
T_{rot} = 44 " " " " " " " " " " 44 a 53 " "
T_{rot} = 47 " " " " " " " " " " 47 a 56 " "

Para acero de 40 Kg/mm2. y temperatura $\geq$ 220° C

TABLA 23

Temperatura en °C	220	260	300	343	371	399	427	454
T_{rot}	40	38	37	36	35	32	27	20

El acero de 40 Kg/mm2. corresponde a la mínima resistencia - del tipo de acero al carbono F-622 recocido, que se utiliza para calderas.

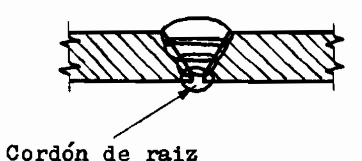
Cordones circulares

El esfuerzo a que están sometidas las uniones circulares o - transversales en las calderas de vapor, es igual a la mitad de la carga de las uniones longitudinales.

Uniones por soldadura

Todas las uniones del cuerpo de la caldera, tendrán que sera-tope. El tipo de biselado de las chapas será con chaflán en V, dado - que en estos trabajos de responsabilidad, hay que burilar y resoldar - el cordón de raiz (ver figura 246).

Fig. 246



Uniones remachadas

En las uniones remachadas existen los tipos de ensambladuras que se indican a continuación (Figuras 247 a 251).

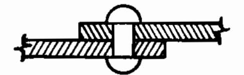


Fig. 247 por recubrimiento, con una o doble hilera.

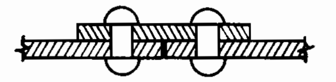


Fig. 248 con un solo cubrejuntas, con una o doble hilera.

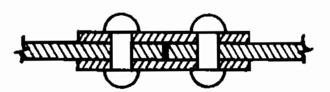


Fig. 249 con dos cubrejuntas, con una hilera.

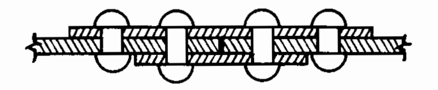


Fig. 250 con dos cubrejuntas y doble hilera en uno de ellos.

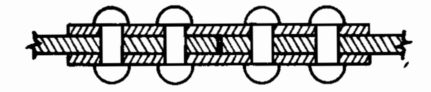
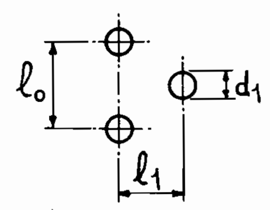


Fig. 251 con dos cubrejuntas y doble hilera en los dos.

Separación de los remaches entre sí, para los distintos tipos de ensambladura (para las separaciónes a los bordes se tomarán las de las tablas de la página 165), figura 252:

Fig. 252



En las ensambladuras por recubrimiento y con un solo cubrejuntas, tendremos;

con una hilera $$\frac{l_0}{d_1} = 2,6 \text{ a } 2,2$$

con dos hileras $$\frac{l_0}{d_1} = 3,6 \text{ a } 3,0 \quad ; \quad \frac{l_1}{d_1} = 1,6 \text{ a } 1,9$$

En las ensambladuras con dos cubrejuntas y una hilera, tendremos;

$$\frac{l_0}{d_1} \leq 2,6$$

En las ensambladuras con dos cubrejuntas y doble hilera en uno de ellos tendremos;

$$\frac{l_o}{d_1} \leq 3 \quad ; \quad \frac{l_1}{d_1} \leq 1{,}9$$

En las ensambladuras con dos cubrejuntas y doble hilera en los dos, tendremos;

$$\frac{l_o}{d_1} = 3{,}6 \text{ a } 3 \quad ; \quad \frac{l_1}{d_1} = 1{,}6 \text{ a } 1{,}9$$

Registros y agujeros de hombre

Los agujeros de hombre son normalmente de forma eliptica y sus dimensiones son de 300 x 400 mm. de luz, dimensiones que solo se podrán disminuir en caso imprescindible pero sin bajar de 280 x 380 mm.

El borde de agujero de hombre y los registros, se deberán reforzar con un anillo circular que se adapte a la curvatura del agujero.

Las figuras 253 a 255 nos muestran dos tipos de agujeros de hombre y un registro.

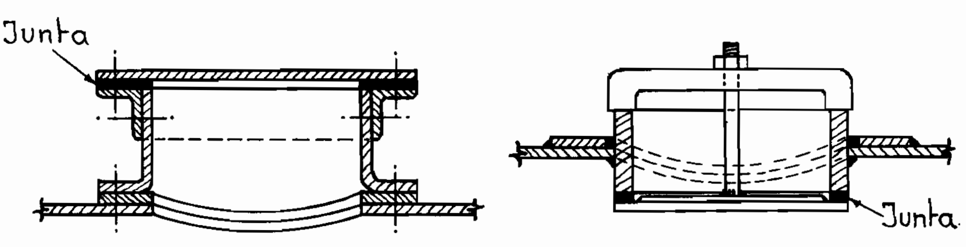


Fig. 253 agujero de hombre remachado

Fig. 254 agujero de hombre soldado

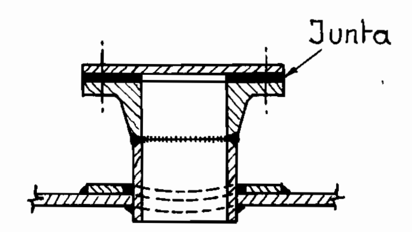


Fig. 255 registro soldado

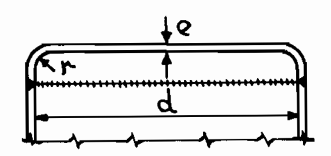
Para el número de tornillos en los agujeros de entrada de hombre y dimensiones de las bridas de registro ver tablas 26, 27 y 28 al final del capitulo.

Fondos de caldera planos rebordeados sin arriostramiento

El espesor de la pared de los fondos planos rebordeados sin arriostramiento en las calderas de vapor (Fig. 256), se calculará por la fórmula siguiente:

$$e = \sqrt{\frac{3}{800} \cdot \frac{P}{T_{trab}} \cdot \left[d - r \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot r}{d}\right)\right]}$$

Fig. 256

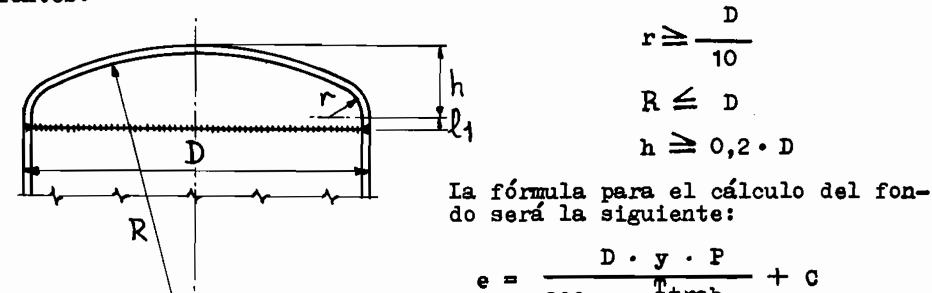


e = grueso de la chapa del fondo en mm.
P = presión efectiva máxima de servicio en Kg/cm2.
d = diámetro interior del fondo en mm.
T_{trab} = Resistencia tomada para el cálculo en Kg/mm2., ver la página - 239.
r = radio interior de enlace en mm.

siendo	d = 300	a	350 mm.	se tomará	r	$\geqq$ 25 mm.
"	d = 400	a	550 mm.	" "	r	$\geqq$ 30 mm.
"	d = 600	a	2400 mm.	" "	r	$\geqq$ 35 mm.
"	d = 2450	a	3000 mm.	" "	r	$\geqq$ 40 mm.

Fondos de caldera embutidos sin arriostramiento

El perfil del fondo será de forma eliptica o curva apainalada (Figura 257). La curva apainalada tendrá que ajustarse a las normas si guientes:



$$r \geqq \frac{D}{10}$$

$$R \leqq D$$

$$h \geqq 0,2 \cdot D$$

La fórmula para el cálculo del fondo será la siguiente:

$$e = \frac{D \cdot y \cdot P}{200 \cdot \frac{T_{trab}}{x}} + C$$

Fig. 257

D = diámetro exterior del fondo en mm.
R = radio interior en el centro del casquete en mm.
r = radio interior de enlace en mm.
h = altura del abovedado del fondo, incluído el grueso de la chapa en mm.
T_{trab} = Resistencia tomada para el cálculo en Kg/mm2, ver la página - 239.
x = relación numérica entre la resistencia tomada para el cálculo y el esfuerzo admisible (coeficiente de seguridad).
x = 3,5 para fondos continuos sin vaciados. x = 3,75 para fondos con recortes o vaciados cuya mayor dimensión sea igual o menor de 4 · e, a menos que se haya compensado la debilitación producida por los - vaciados, colocando refuerzos. x = 4,25 para fondos con agujeros de hombre en el centro. $x > 4,25$ para fondos con agujeros de hombre a un lado.
C = suplemento para ataque de oxidación, tolerancias, etc. C = 2 mm. para fondos continuos y para fondos con vaciados pero sin agujero de hombre. C = 3 mm. para fondos con agujeros de hombre.

y = coeficiente dependiente de la forma del fondo referida a la forma hemisférica (ver tabla 24):

TABLA 24

$\frac{r}{D}$	y
0,065	2,8
0,072	2,3
0,08	2,0
0,10	1,6
0,115	1,4
0,125	1,3
0,135	1,2
0,160	1,1
0,180	1,0
0,250	0,8
0,320	0,7
0,405	0,6
0,500	0,55

Los fondos con agujeros de hombre, cuyo grueso de chapa resulte en el cálculo menor de 15 mm., se deberán hacer 2 mm. más gruesos que lo calculado; si el grueso calculado es de 15 a 17 se harán los fondos con un grueso de 17 mm.

Los fondos de las calderas tendrán una parte cilíndrica, donde se dispondrá la unión con el cuerpo central. Cuando el espesor del fondo sea superior al cuerpo central de la caldera, se tendrá que preparar su borde con una cierta inclinación para hacer coincidir los espesores.

Ejemplo de cálculo de una caldera de vapor.

Para el cálculo contamos con los siguientes datos; diámetro interior 2 metros, presión interior 5 kg/cm2., temperatura de trabajo $< 220\,°$ C, fondo embutido con un agujero de hombre en el centro (r = 200 mm), acero de 40 Kg/mm2. y unión de las chapas por soldadura.

Espesor del cuerpo central

$$e = \frac{5 \cdot 2000 \cdot 4{,}25}{200 \cdot 0{,}75 \cdot 40} + 1 = 8 \text{ mm.}$$

Espesor del fondo embutido

$$e = \frac{2016 \cdot 1{,}6 \cdot 5}{200 \cdot \frac{40}{4{,}25}} + 3 = 11{,}5 \text{ mm.}$$ pero como tiene agujero de hombre habrá que aumentarle 2 mm. más según se dijo anteriormente, o sea que será en total $11{,}5 + 2 = 13{,}5 \approx 14$ mm.

DEPOSITOS

Para calcular depósitos, tanto horizontales como verticales, se podrá utilizar la misma fórmula que las de las calderas de vapor.

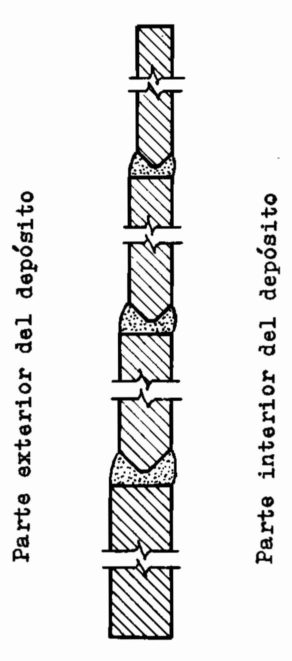
La presión interior en los depósitos que contengan líquidos, irá determinada por el peso específico del líquido contenido en ellos, y por la altura al nivel superior.

En la tabla 25 se puede ver el peso especifico de diferéntes líquidos.

TABLA 25

Líquido (15 º C)	Peso especifico (Kg/dm3)	Habrá una atmósfera por cada (1 atm = 1 Kg/cm2)
Agua (4º C)	1,00	10 m.
Alcohol	0,79	12,7 "
Eter	0,73	13,7 "
Bencina	0,68 - 0,72	14,7 - 13,9 "
Aceite industrial	0,94	10,6 "
Petróleo	0,79 - 0,82	12,7 - 12,2 "
Benzol	0,89	11,2 "
Aceite de brea	1,00 - 1,10	10 - 9,1 "

Fig. 258



En los depósitos de grandes dimensiones, la presión interior variará según la altura (depósitos para líquidos). La máxima presión estará abajo y la mínima arriba, por lo tanto las virolas inferiores serán de más espesor que las superiores. En la figura 258 se indica la forma de superponer las virolas unas encima de las otras, y el tipo de bisel para esta clase de uniones. Para las dimensiones del bisel y separaciones de las chapas, se consultará el capitulo V.

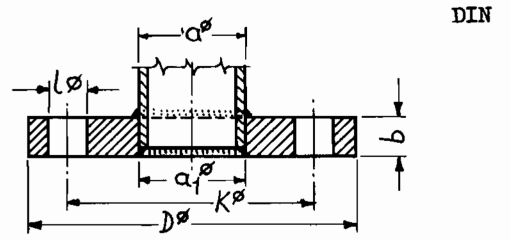
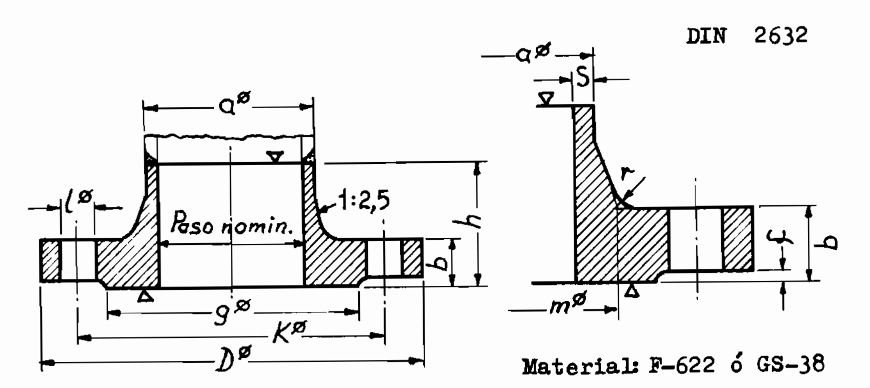


TABLA 26 Presión hasta 6 atmosferas Medidas en mm.

Paso nominal NW	Tubo	Brida				Tornillos			Peso de 1 brida. Kg.
	Diámetro exte. a	Agujero a_1	Diámetr. D	Espesor b	∅ entre aguj. K	Nº	Rosca	∅ del aguj. l	
10	14	14,5	75	12	50	4	M 10	11,5	0,36
15	20	20,5	80	12	55	4	M 10	11,5	0,41
20	25	25,5	90	14	65	4	M 10	11,5	0,60
25	30	30,5	100	14	75	4	M 10	11,5	0,74
32	38	38,5	120	16	90	4	M 12 (1/2")	14	1,19
40	44,5	45	130	16	100	4	M 12 (1/2")	14	1,39
50	57	57,5	140	16	110	4	M 12 (1/2")	14	1,53
65	76	76,5	150	16	130	4	M 12 (1/2")	14	1,89
80	89	89,5	190	18	150	4	M 16 (5/8")	18	2,98
100	108	108,5	210	18	170	8	M 16 (5/8")	18	3,46
125	133	133,5	240	20	200	8	M 16 (5/8")	18	4,60
150	159	159,5	265	20	225	8	M 16 (5/8")	18	5,22
200	216	217	320	22	280	8	M 16 (5/8")	18	7,15
250	267	268	375	24	335	12	M 16 (5/8")	18	9,61
300	318	319	440	24	395	12	M 20 (3/4")	23	12,6
350	368	369	490	26	445	12	M 20 (3/4")	23	15,6
400	419	420	540	28	495	16	M 20 (3/4")	23	18,4
500	521	522	645	30	600	20	M 20 (3/4")	23	24,6

Material : F -622

DIN 2632



Material: F-622 ó GS-38

TABLA 27 Presión hasta 10 atmósferas Medidas en mm.

Paso nominal	Tubo	Brida				Resalto			Superfi. asiento		Tornillos		
	Ø exterior	Diámetro	Espesor	Ø centros agujero	Altura	Diámetro	Espesor	Redondeado	Diámetro	Altura	Cantidad	Rosca	Ø agujero
NW	a	D	b	K	h	m	S	r	g	f			l
10	14	90	14	60	35	25	2	6	40	2	4	M 12 (1/2")	14
15	20	95	14	65	35	30	2	6	45	2	4	M 12 (1/2")	14
20	25	105	16	75	38	38	2	8	58	2	4	M 12 (1/2")	14
25	30	115	16	85	38	42	2,5	8	68	2	4	M 12 (1/2")	14
32	38	140	16	100	40	52	2,5	8	78	2	4	M 16 (5/8")	18
40	44,5	150	16	110	42	60	2,5	8	88	3	4	M 16 (5/8")	18
50	57	165	18	125	45	72	3	8	102	3	4	M 16 (5/8")	18
65	76	185	18	145	45	90	3	8	122	3	4	M 16 (5/8")	18
80	89	200	20	160	50	105	3,5	8	138	3	4	M 16 (5/8")	18
100	108	220	20	180	52	125	4	8	158	3	8	M 16 (5/8")	18
125	133	250	22	210	55	150	4	10	188	3	8	M 16 (5/8")	18
150	159	285	22	240	55	175	4,5	10	212	3	8	M 20 (3/4")	23
200	216	340	24	295	62	232	6	10	268	3	8	M 20 (3/4")	23
250	267	395	26	350	68	285	6,5	10	320	3	12	M 20 (3/4")	23
300	318	445	26	400	68	335	7	10	370	4	12	M 20 (3/4")	23
350	368	505	26	460	68	385	7	10	430	4	16	M 20 (3/4")	23
400	419	565	26	515	72	440	7	10	482	4	16	M 24 (7/8")	27
500	521	670	28	620	75	542	7	12	585	4	20	M 24 (7/8")	27
600	620	780	28	725	80	642	7	12	685	5	20	M 27 (1")	30
700	720	895	30	840	85	745	8	12	800	5	24	M 27 (1")	30
800	820	1015	32	950	90	850	8	12	905	5	24	M 30 (1 1/8")	33
900	920	1115	34	1050	95	950	8	15	1005	5	28	M 30 (1 1/8")	33
1000	1020	1230	34	1160	100	1052	9	15	1110	5	28	M 33 (1 1/4")	36
1200	1220	1455	38	1280	115	1255	11	15	1330	5	32	M 36 (1 3/8")	39
1400	1420	1675	42	1590	120	1460	12	18	1535	5	36	M 39 (1 1/2")	42
1600	1620	1915	46	1820	130	1665	14	20	1760	5	40	M 45 (1 3/4")	48
1800	1820	2115	50	2020	140	1868	15	20	1960	5	44	M 45 (1 3/4")	48
2000	2020	2325	54	2230	150	2072	16	22	2170	5	48	M 45 (1 3/4")	48
2200	2220	2550	58	2440	160	2275	18	25	2370	6	52	M 52 (2")	56
2400	2420	2760	62	2650	170	2478	20	25	2570	6	56	M 52 (2")	56
2600	2620	2960	66	2850	180	2680	22	28	2780	6	60	M 52 (2")	56
2800	2820	3180	70	3070	190	2882	24	28	3000	6	64	M 52 (2")	56
3000	3020	3405	74	3290	200	3085	24	28	3210	6	68	M 56 (2 1/4")	62

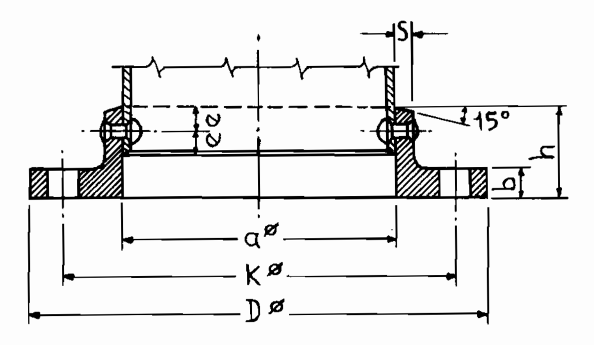


TABLA 28 Presión hasta 6 atmósferas Medidas en mm.

Medida nominal	Ø de agujero brida = Ø exte. tubo	Brida				Resalto		Tornillos			Remache bruto		Agujero remache		Peso de 1 brida
		Diámetro	Espesor	Ø de agujero	Altura	Espesor	Redondeado	Cantidad	Rosca	Ø agujero	Cantidad	Diámetro	Diámetro	Distancia	
NW	a	D	b	K	h	S	r			l		d	d_1	e	Kg
300	318	440	22	395	62	11	10	12	3/4"	22	32	10	11	17	15,0
325	343	465	22	420	62	11	10	12	3/4"	22	36	10	11	17	16,1
350	368	490	22	445	62	11	10	12	3/4"	22	40	10	11	17	17,1
375	394	515	22	470	62	11	10	16	3/4"	22	40	10	11	17	17,9
400	420	540	22	495	62	11	10	16	3/4"	22	44	10	11	17	18,8
450	470	595	22	550	62	11	10	16	3/4"	22	48	10	11	17	21,8
500	520	645	24	600	64	12	10	20	3/4"	22	52	10	11	17	25,9
550	570	705	24	655	64	13	10	20	7/8"	26	52	10	11	17	30,4
600	620	755	24	705	69	13	12	20	7/8"	26	52	13	14	21	33,7
700	720	860	24	810	69	14	12	24	7/8"	26	56	13	14	21	40,7
800	820	975	24	920	69	14	12	24	1"	30	64	13	14	21	49,8
900	920	1075	26	1020	71	14	12	24	1"	30	72	13	14	21	59,4
1000	1020	1175	26	1120	71	14	12	28	1"	30	80	13	14	21	65,2
1100	1120	1305	26	1240	81	16	15	28	1 1/8"	33	80	16	17	25	89,4
1200	1220	1405	28	1340	83	16	15	32	1 1/8"	33	80	16	17	25	102

Material : F – 622

10 PUENTES GRUA

INTRODUCCION

Coeficientes de compensación y de choque

Los puentes grúa se clasifican en cuatro grupos, según el - tiempo de funcionamiento, la carga y los choques a que están sometidos

Antes de empezar a proyectar el puente grúa, se tendrá que conocer el grupo a que pertenece, para usar en el cálculo el tipo de coeficiente adecuado.

Por la tabla 29 se podrán conocer según el tipo de puente - - grúa y la velocidad de translación, los coeficientes de compensación y de choque que habrá que utilizar en el cálculo (las cargas del peso - propio se multiplicarán por φ, y las móviles por ψ).

TABLA 29

Nº	Tipo de puente grúa	Grupo
1	Puentes grúa con movimiento de traslación a mano	I
2	Puentes gruas con movimiento de traslación eléctrico para patios de almacenamientos.	I-II
3	Puentes grúa de poca carga para talleres y almacenes	II-III
4	Puentes grúa como los anteriores pero con carga - grande.	II
5	Puentes grúa para locomotoras.	II
6	Puentes grúa para astilleros.	II-III
	Puentes grúas especiales para Siderúrgicas	
7	Puentes grúa para talleres de Fundición.	II-III
8	Puentes grúa para talleres de laminación.	II-IV
9	Puentes grúa para Hornos de Acero.	III-IV
10	Puentes grúa para Hornos de Fosa.	III-IV

Grupo	Tiempo de funcionamiento	Tipo de la carga	Choques
I	poco	pequeña	normal.
II	mucho poco poco	pequeña grande pequeña	normal fuertes fuertes
III	mucho mucho poco	grande pequeña grande	normal fuertes fuertes
IV	mucho	grande	fuertes

Grupo	Coeficiente de compensación ψ
I	1,2
II	1,4
III	1,6
IV	1,9

Velocidad de translación m/seg. Unión de los carriles normales	Velocidad de translación m/seg. Unión de los carriles sold. o sin - ellas	Coeficiente choque φ
$\leq$ 1,0	$\leq$ 1,5	1,1
$>$ 1,0	$>$ 1,5	1,2

Datos para el cálculo de la presión del viento

Se tomará como superficie expuesta al viento, la suma de las superficies de las barras o perfiles en las vigas de celosía, y la del alma y los cordones en las de alma llena. Las barras que se encuentren tapadas por otras, y que su separación no sea superior a la anchura de las mismas, no se deberán tener en cuenta para los efectos del viento. Si las barras están tapadas por otras, y su separación es superior a la anchura, se le tendrá en cuenta como superficie expuesta solo el 75% de ellas.

La fórmula para el cálculo de la presión en kilogramos por metro cuadrado, es la siguiente:

$$P = x \cdot c$$

Los valores "x" y "c" se buscarán en la tabla 30 ateniéndose a las circunstancias del puente grúa.

TABLA 30

Altura sobre el piso m.	Grúa parada		Grúa funcionando	
	Veloc. viento m/seg.	x Kg/m2	Veloc. viento m/seg	x Kg/m2
0 a 20	35,8	80	22	30
20 a 100	42,0	110		
> 100	45,6	130		

Tipo de grúa	Coeficiente C
Puentes grúa de alma llena o de celosía	1,6
Cabinas, superficies, cubiertas, contra-pesos.	1,2

Altura de las vigas de los puentes grúas

La altura de las vigas de los puentes grúa es generalmente de $\frac{1}{10}$ hasta $\frac{1}{12}$ de su longitud. La inclinación de las diagonales estará comprendida entre los 40° a 55°.

Esfuerzos horizontales de frenado en la viga carrilera

Al frenar el puente grúa en su desplazamiento, así como el carro, se originan unos esfuerzos horizontales. Por la figura 259 se pueden ver los esfuerzos que se tienen que tener en cuenta, para proyectar la viga carrilera (la posición más desfavorable és, estando el carro a un lado del puente grúa).

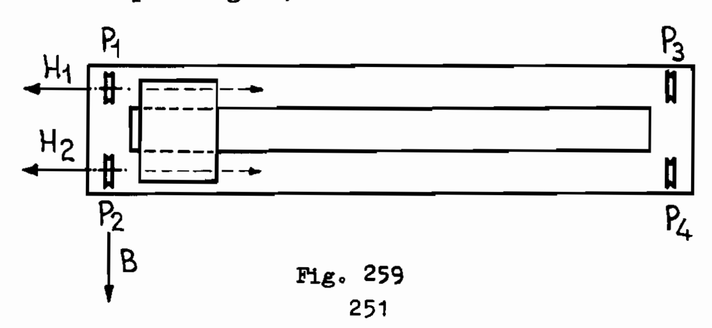


Fig. 259

La fuerza longitudinal a la viga carrilera, será siendo P_2 la presión que ejerce la rueda más cargada:

$$B = \frac{P_2}{7}$$

Las fuerzas transversales a la viga carrilera, serán dos que tengan la magnitud siguiente, teniendo en cuenta la presión ejercida por cada una de las ruedas del puente grúa:

$$H_1 = \frac{P_1}{10} \qquad H_2 = \frac{P_2}{10}$$

Entramado superior de contraviento y fuerzas frenantes

Este entramado se coloca horizontalmente, uniendo el par de las vigas principales (las centrales en las que apoya el carro) con las vigas laterales. La misión de este entramado, es absorver la mitad de los esfuerzos del viento (la otra mitad es para el entramado inferior), y gran parte de las fuerzas frenantes. El esfuerzo frenante que se produce, es igual a dos cargas móviles de valor un catorceavo de la presión ejercida por cada rueda del carro en el sitio más desfavorable, más, la producida por el peso propio de la mitad de la viga principal, el de la mitad de la viga lateral, el de la barandilla, el del entramado superior, el del piso del pasillo, el del eje tractor, el del motor y el del reductor, divididos por siete, más la presión del viento sobre la superficie de todo lo anteriormente descrito.

Para hacer el anteproyecto, el peso propio del entramado superior, junto con la chapa agujereada, la barandilla y el eje tractor se pondrá de 80 hasta 120 Kg. por metro, según el tipo de grúa, suponiendo un pasillo de 1,25 m. y la chapa agujereada de 4 a 5 mm. de espesor.

Entramado inferior de contraviento y fuerzas frenantes

Este entramado se coloca horizontalmente, uniendo el tirante de las vigas principales con las vigas laterales. El esfuerzo frenante que se produce es igual al peso propio de la mitad de la viga principal, el de la mitad de la viga lateral y del entramado inferior, divididos por siete, más la presión del viento sobre la superficie de todo lo anteriormente descrito.

Para hacer el anteproyecto, el peso propio del entramado inferior se pondrá de 10 a 30 Kg. por metro, según el tipo de grúa.

Peso propio de la cabina de mando

El peso propio de la cabina de mandos con aparatos eléctricos incluídos, será de 1,2 toneladas en puentes grúas de pequeña carga, y de 2 hasta 2,5 toneladas para los otros.

Tablas para hacer el anteproyecto de un puente grúa

Las tablas 31 a 38 nos dan los valores aproximados para poder hacer el anteproyecto de un puente grúa.

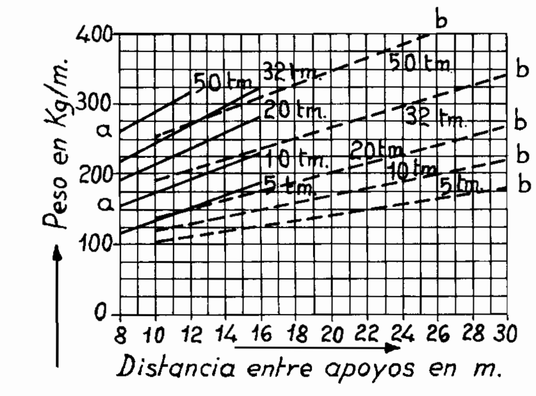


Tabla 31.- Peso propio en Kg/m. en vigas de puente grúa de alma llena. a = viga laminada ; b = viga remachada .

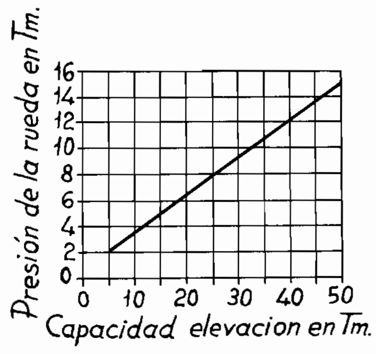


Tabla 32.- Presión de una rueda en carros de puente grúa sin gancho auxiliar.

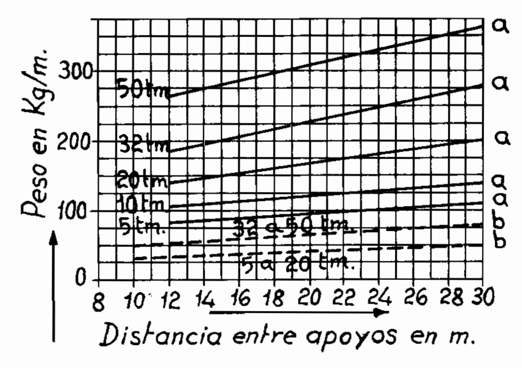
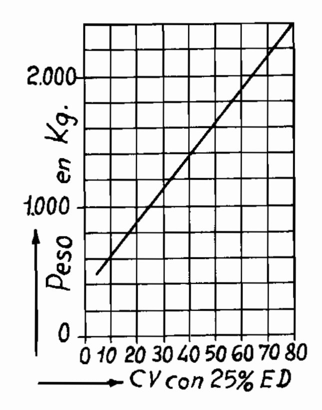


Tabla 33.- Peso propio en Kg/m. en vigas de puente grúa de celosía.
a = viga principal ; b = viga lateral

Tabla 34.- Peso propio del dispositivo de traslación del centro del puente grúa (motor, mecanismos, embrague, freno).



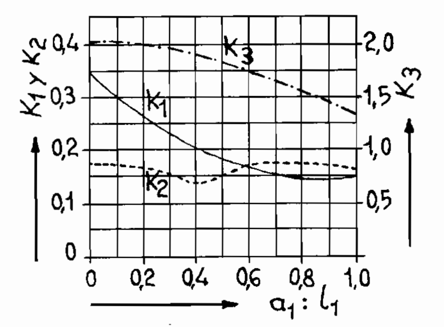
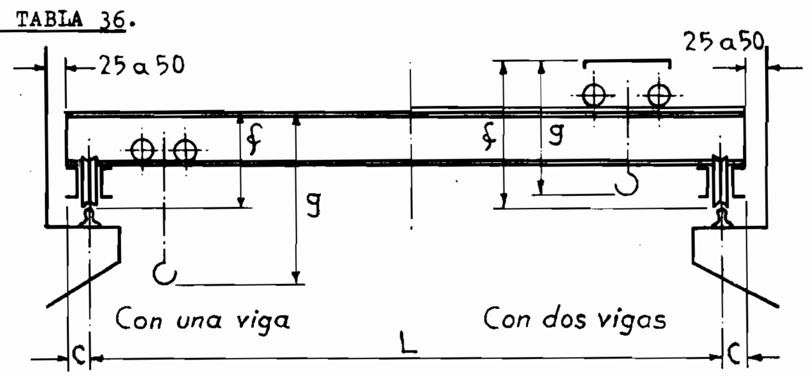


Tabla 35.- Valores K_1, K_2 y K_3 para el cálculo del par, los montantes y diagonales. a_1 = separación de las ruedas del carro. l_1 = separación entre montantes.
Cuando $\frac{a_1}{l_1} > 1$ se tomarán los valores como si fuera = 1.

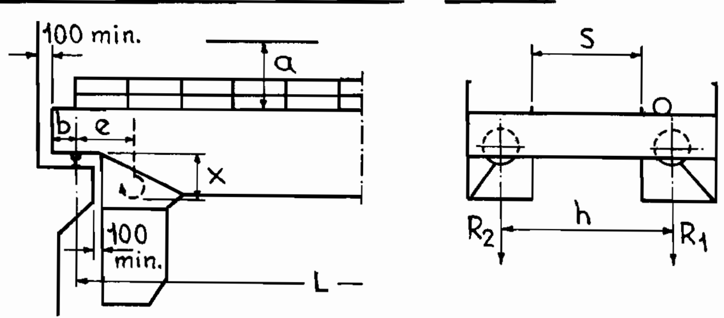
Puentes grúas con movimiento de traslación del puente y del carro a mano. TABLA 36.



R = Presión de cada una de las ruedas más cargadas, del puente grúa.

Capacidad elevación	Diámetro ruedas	Anchura carril	C	Separación ruedas a	L	Puente grúa de 1 viga					Puente grúa de 2 vigas					
							Elevación mano		Elevación eléct.		Elevación a mano			Elevación eléctrica		
Tm	m.	mm	mm	m.	m.	f m.	g m.	R Tm.	g m.	R Tm.	f m.	g m.	R Tm	f m.	g m.	R Tm.
					4	0,5	0,9	1,1	1,2	1,0				0,9		1,0
					6	0,5	0,9	1,2	1,3	1,0				0,9		1,1
2	0,25	30	110	1,6	8	0,5	0,9	1,3	1,3	1,1				0,9	0,9	1,2
					10	0,6	1,0	1,4	1,4	1,2				0,9		1,3
					12	0,6	1,0	1,5	1,4	1,4				1,0		1,5
					4	0,5	0,9	1,6	1,5	1,6	0,7		1,6	0,9		1,7
	0,25		110		6	0,5	1,0	1,6	1,5	1,7	0,8		1,8	1,0		1,9
3		30		1,6	8	0,6	1,0	1,8	1,6	1,8	0,8	0,7	1,9	1,0	1,1	2,0
	0,32		125		10	0,7	1,0	1,9	1,6	2,0	0,8		2,0	1,1		2,2
					12	0,7	1,1	2,0	1,7	2,0	0,9		2,2	1,2		2,5
					4	0,6	1,1	2,6	1,8	2,8	0,8		2,5	1,1		2,6
					6	0,6	1,1	2,7	1,8	3,0	0,9		2,7	1,1		2,9
5	0,32	30	125	1,6	8	0,7	1,1	2,8	1,9	3,1	0,9	0,8	2,9	1,2	1,3	3,2
					10	0,8	1,2	2,9	1,9	3,3	1,0		3,1	1,3		3,5
	0,40	40	140	1,7	12	0,8	1,2	3,1	2,0	3,6	1,1		3,3	1,3		3,7
					4	0,7	1,3	3,9			1,0		3,6	1,2		3,9
					6	0,7	1,4	3,9			1,1		3,9	1,2		4,2
7,5	0,40	40	140	1,7	8	0,8	1,4	4,2			1,1	1,0	4,2	1,3	1,7	4,4
					10	0,8	1,5	4,3			1,2		4,4	1,3		4,8
					12	0,9	1,5	4,6			1,2		4,7	1,4		4,9
					4						1,2		4,9	1,2		4,9
					6						1,2		5,3	1,2		5,4
10	0,50	50	150	1,9	8						1,3	1,2	5,5	1,3	1,9	5,5
					10						1,3		5,9	1,4		6,1
					12						1,4		6,1	1,4		6,3
					4						1,3		7,4			
					6						1,3		7,8			
15	0,63	60	175	2,1	8						1,4	1,4	8,3			
					10						1,2		8,6			
					12						1,2		9,0			

Puentes grúa con movimiento eléctrico. TABLA 37.



R_1 y R_2 = Presión de las ruedas más cargadas del puente grúa.

Capacidad elevación Tm	L Con mando desde abajo m	L Con mando por cabina m.	e m.	x m.	S m.	h m.	a m.	Diáme. ruedas m.	Tm. R_1	Tm. R_2	Anchura carril mm	b m.
3	8,75	8,35	0,80	0,4	1,3	2,3	1,8	0,40	4,0	3,0	45	0,20
	11,25	10,85				2,3		0,40	4,4	3,3		
	13,75	13,35				2,4		0,40	4,7	3,6		
	16,25	15,85				2,5		0,50	5,1	3,9		
	18,75	18,35				2,7		0,50	5,5	4,4		
	21,25	20,85				2,9		0,50	5,9	4,7		
		23,35				3,1		0,63	6,6	5,1	55	
		25,85				3,4		0,63	7,1	5,8		
5	8,75	8,35	0,85	0,4	1,6	2,3	1,8	0,40	5,4	4,4	45	0,20
	11,25	10,85				2,3		0,40	5,8	4,7		
	13,75	13,35				2,4		0,40	6,1	5,0		
	16,25	15,85				2,5		0,50	6,6	5,4		
	18,75	18,35				2,7		0,50	7,1	5,8	55	
	21,25	20,85				2,9		0,50	7,6	6,2		
		23,35				3,1		0,63	8,0	6,7		
		25,85				3,4		0,63	8,8	7,3		
8	8,75	8,35	0,90	0,4	1,6	2,3	1,8	0,40	7,0	6,2	55	0,20
	11,25	10,85				2,3		0,40	7,5	6,4		
	13,75	13,35				2,4		0,40	7,9	6,8		
	16,25	15,85				2,5		0,50	8,3	7,2		
	18,75	18,35				2,7		0,50	8,8	7,7		
	21,25	20,85				2,9		0,50	9,3	8,1		
		23,35				3,1		0,63	9,9	8,6		
		25,85				3,4		0,63	11	9,1	65	
		28,35				3,7		0,63	11	9,7		
10	8,75	8,35	0,95	0,4	1,8	2,5	1,8	0,50	8,4	7,5	55	0,23
	11,25	10,85				2,5		0,50	8,9	7,8		
	13,75	13,35				2,5		0,50	9,3	8,2		
	16,25	15,85				2,6		0,63	9,9	8,6		
	18,75	18,35				2,7		0,63	10,4	9,0	65	
	21,25	20,85				3,0		0,63	11,0	9,5		
		23,35				3,2		0,71	11,6	9,9		
		25,85				3,5		0,71	12,3	10,5		
		28,35				3,8		0,71	12,8	11,3		

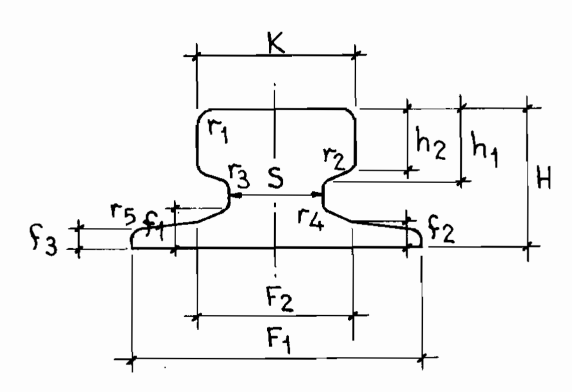
Capacidad elevación Tm.	L Con mando desde abajo m.	 Con mando por cabina m.	e m.	x m.	S m.	h m.	a m.	Diáme. ruedas m.	Tm. R_1	 R_2	Anchura carril mm.	b m.
12,5	8,75 11,25 13,75 16,25 18,75 21,25	8,35 10,85 13,35 15,85 18,35 20,85 23,35 25,85 28,35	1,00	0,4	1,8	2,5 2,5 2,5 2,6 2,7 3,0 3,2 3,5 3,8	1,8	0,50 0,50 0,50 0,63 0,63 0,63 0,71 0,71 0,71	9,8 10,4 11,0 11,5 12,0 12,6 13,1 13,9 14,6	8,9 9,3 9,8 10,3 10,9 11,4 11,9 12,6 13,2	55 65	0,24
16	8,75 11,25 13,75 16,25 18,75 21,25	8,35 10,85 13,35 15,85 18,35 20,85 23,35 25,85 28,35	1,00	0,4	1,9	2,6 2,6 2,6 2,7 2,7 3,0 3,2 3,5 3,8	1,8	0,50 0,50 0,50 0,63 0,63 0,63 0,71 0,71 0,71	11,8 12,3 12,9 13,5 14,1 14,8 13,6 16,3 17,1	10,8 11,3 11,8 12,3 12,9 13,7 14,5 15,4 16,2	55 65	0,26
20	8,75 11,25 13,75 16,25 18,75 21,25	8,35 10,85 13,35 15,85 18,35 20,85 23,35 25,85 28,35	1,05	0,5	2,0	2,8 2,8 2,8 2,8 3,0 3,2 3,4 3,7 4,0	1,8	0,63 0,63 0,63 0,63 0,71 0,71 0,71 0,80 0,80	13,9 14,5 15,2 15,9 16,6 17,3 17,9 18,9 19,8	12,7 13,3 13,9 14,5 15,2 15,7 16,3 17,1 17,9	65 75	0,28
32		8,35 10,85 13,35 15,85 18,35 20,85 23,35 25,85 28,35	1,20	0,7	2,8	3,6 3,6 3,8 3,8 3,8 4,0 4,0 4,0 4,2	1,8	0,71 0,71 0,80 0,80 0,80 0,90 0,90 0,90 0,90	21,6 22,5 23,4 24,3 25,3 26,3 27,4 28,5 29,7	19,8 20,6 21,4 22,8 23,2 24,0 24,9 25,9 26,9	65 75 100	0,30
50		8,35 10,85 13,35 15,85 18,35 20,85 23,35 25,85 28,35	1,4	0,8	3,4	4,5 4,5 4,6 4,6 4,6 4,6 4,7 4,7 4,7	2,0	0,80 0,80 0,90 0,90 0,90 0,90 1,00 1,00 1,00	30,3 32,7 34,8 35,1 36,5 37,7 38,1 40,0 41,3	28,8 30,5 32,2 33,0 33,9 35,0 36,1 37,4 39,5	75 100	0,35

Los valores de las presiones de las ruedas sólo son válidas para los puentes grúa del grupo II. Para el grupo I se rebajarán en un 6%. Para el grupo III se aumentarán en un 4% y para el IV grupo un 6%.

Cuando los puentes grúa tengan gancho auxiliar se aumentarán las presiones de las ruedas de la siguiente forma:

Siendo	L =	12 m.	un 9%
"	L =	13 a 20 m.	un 8%
"	L =	21 a 30 m.	un 7%

Carriles para puente grúa.- TABLA 38.



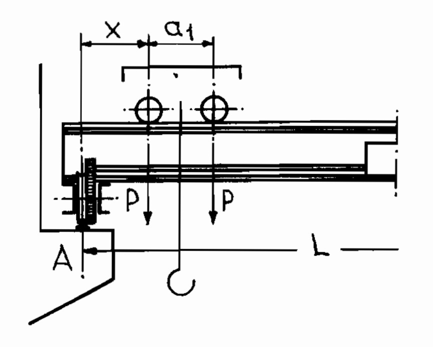
Peso del carril por metro en Kg = KS

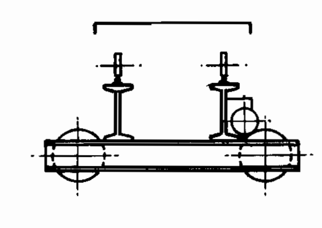
Perfil KS	H mm.	F_1 mm.	F_2 mm.	K mm.	S mm.	f_1 mm.	f_2 mm.	f_3 mm.	h_1 mm.	h_2 mm.	r_1 mm.	r_2 mm.	r_3 mm.	r_4 mm.	r_5 mm.
22	55	125	54	45	24	14,5	11	8	24	20	4	3	4	5	4
32	65	150	66	55	31	17,5	12,5	9	28,5	25	5	5	5	6	5
43	75	175	78	65	38	20	14	10	34	30	6	5	5	6	5
56	85	200	90	75	45	22	15,4	11	39,5	35	8	6	6	8	6
75	95	200	100	100	60	23	16,5	12	45,5	40	10	6	6	8	6
101	105	220	120	120	72	30	20	14	55,5	47,5	10	6	10	10	6

Cuando no se disponga de este carril, se podrá utilizar un rectángulo de acero de carril, de las medidas $K \cdot (H-f_2)$ de la tabla.

FORMA DE CALCULAR UN PUENTE GRUA DEL GRUPO I

Disposición del puente grúa





P = presión de las ruedas carro. a_1 = separación de las ruedas del carro.

x = distancia de una rueda del carro con respecto al eje de apoyo.

Fuerzas verticales

Momento flector máximo debido a la carga móvil, siendo la presión de las dos ruedas iguales, y $a_1 < 0{,}586 \cdot L$.

$$Mf_1 = P \cdot \frac{(L - \frac{a_1}{2})^2}{2 \cdot L}$$

Momento flector máximo debido al peso propio de la viga.

$$Mf_2 = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

p = peso del perfil de la viga y del eje tractor por metro.

Momento flector máximo debido al peso propio del mecanismo de traslación del puente grúa (motor, reductor, etc.).

G = peso del mecanismo de traslación (se deberá tener también en cuenta, el momento de torsión que produce en la viga)

$$Mf_3 = \frac{G \cdot L}{4}$$

Fuerzas horizontales

Momento flector máximo debido a la carga móvil.

$$Mf_4 = \frac{Mf_1}{14}$$

Momento flector máximo debido al peso propio de la viga.

$$Mf_5 = \frac{Mf_2}{7}$$

Momento flector máximo debido al peso propio del mecanismo de traslación.

$$Mf_6 = \frac{Mf_3}{7}$$

Tensión de trabajo de la viga teniendo en cuenta las fuerzas verticales y horizontales.

$$T_{trab} = \frac{\varphi \cdot (Mf_2 + Mf_3) + 1{,}2 \cdot Mf_1}{R_x} + \frac{Mf_4 + Mf_5 + Mf_6}{R_y} \leq T_{adm}$$

F l e c h a

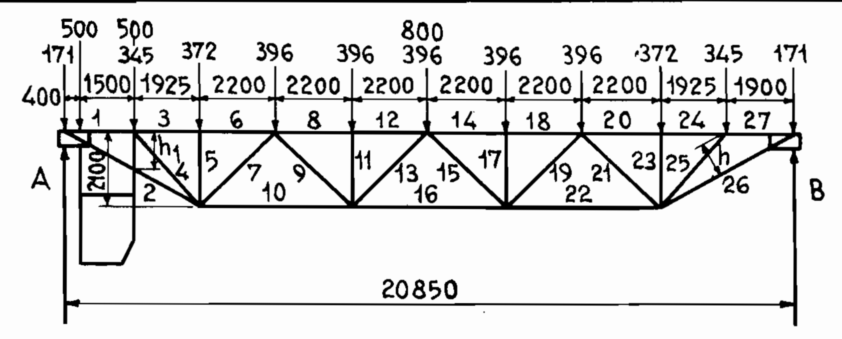
La flecha debida a la carga móvil será igual o menor que $\frac{L}{750}$ en los puentes grúa movidos electricamente, y $\frac{L}{500}$ en los movidos a mano.

Para hallar el valor de la flecha se consultará con la página 37.

Datos para el cálculo

Puente grúa no expuesto al viento (dentro de una nave). Grupo del puente grúa III (ψ = 1,6). Capacidad de elevación 10 toneladas. Separación entre carriles 20850 mm. Con cabina de mando. Peso del mecanismo de traslación del puente grúa, en el centro 1200 Kg. (800 Kg. en la viga principal y 400 en la viga pasillo). Peso de la cabina 2000 Kg., por lo tanto 500 Kg. en cada punto de unión con el puente. Velocidad de traslación 85 m/min. = 1,42 m/seg. Unión de los carriles, normal (φ = 1,2). Separación de las ruedas del carro 1800 mm. Vigas de celosía. Peso propio por metro lineal de la viga principal 120 Kg. Peso propio por metro lineal del entramado horizontal superior e inferior 120 Kg. (se tendrá en cuenta solo la mitad para el cálculo de la viga principal).

Cálculo de las reacciones por el peso propio, en la viga principal.

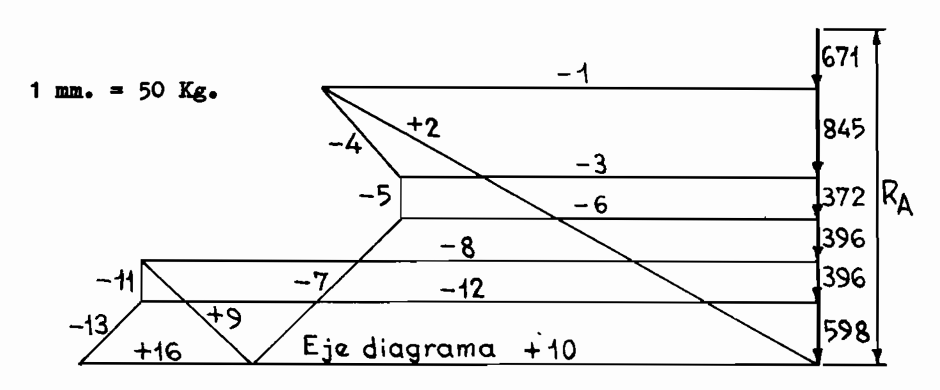


$$R_A \cdot 20850 = 171 \cdot 20850 + 500 \cdot 20450 + 845 \cdot 18950 + 372 \cdot 17025 + 396 \cdot 14825 + 396 \cdot 12625 + 1196 \cdot 10425 + 396 \cdot 8225 + 396 \cdot 6025 + 372 \cdot 3825 + 345 \cdot 1900 + 171$$

$$R_A = \frac{67196471}{20850} = 3223 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 171 + 500 + 845 + 372 + 396 + 396 + 1196 + 396 + 396 + 372 + 345 + 171 - R_A = 5556 - 3223 = 2333 \text{ Kg.}$$

Diágrama de Cremona del peso propio de la viga principal.



Momento flector y esfuerzo cortante de la viga principal.-

(carga móvil)

Ahora se representará gráficamente la mitad del momento flector habido por la carga móvil (Fig. 260). Si las cuatro ruedas del carro están cargadas por igual, el momento flector máximo estará desplazado del centro la distancia de $\frac{a_1}{4}$ y será el siguiente:

$$Mf_{max} = \frac{P}{2 \cdot L} \cdot (L - \frac{a_1}{2})^2$$

Cuando las dos ruedas P_1 de la izquierda del carro están más cargadas que las otras, el momento flector máximo estará desplazado del centro la distancia de

$$\frac{P_2 \cdot a_1}{(P_1 + P_2) \cdot 2}, \text{ y será el siguiente:}$$

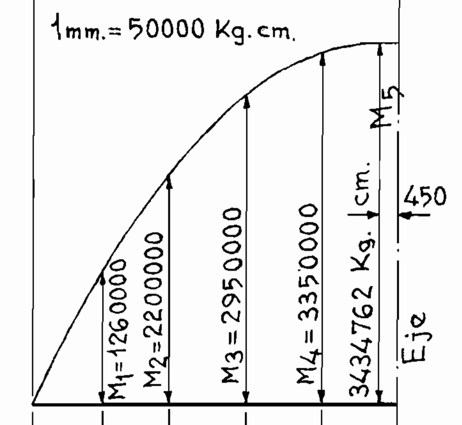
$$Mf_{max} = \frac{P_1 + P_2}{4 \cdot L} \cdot (L - \frac{P_2 \cdot a_1}{P_1 + P_2})^2$$

Como en el caso que nos ocupa las cuatro ruedas del carro esten cargadas por igual, tendremos (ver tabla 32):

$$Mf_{max} = \frac{3600}{4170} \cdot (2085 - \frac{180}{2})^2 = 3434762 \text{ Kg. cm.}$$

Conociendo ya el momento flector máximo trazaremos con ayuda de la tabla de la página 80 la curva completa (Fig. 260). Una vez trazada se medirán los momentos flectores en la situación de cada nudo.

Fig. 260



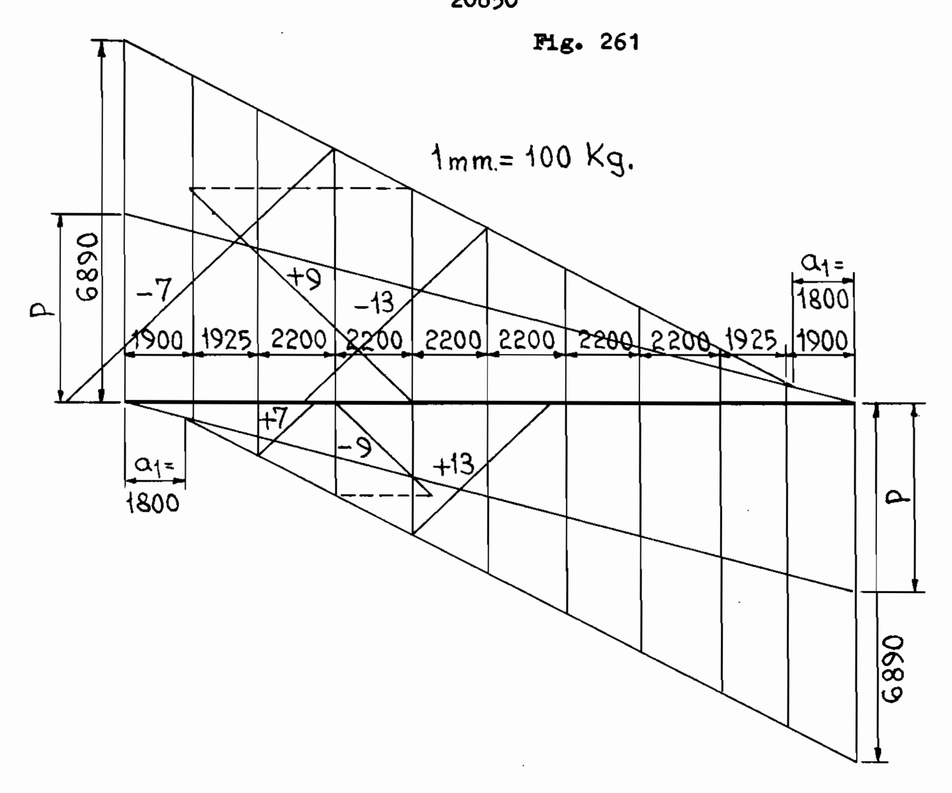
A continuación trazaremos el diagrama de los esfuerzos cortan

tes, para hallar posteriormente el esfuerzo a que están sometidas las diagonales (Fig. 261). A los dos lados se pondrá el valor de las dos cargas producidas por las ruedas del carro, quitándole $P \cdot a_1/L$ si las cargas son iguales, y $P_2 \cdot a_1/L$ a la izquierda y $P_1 \cdot a_1/L$ a la derecha si las cargas son desiguales (P_2 carga menor).

Como en el caso nuestro las cuatro ruedas están cargadas por igual, tendremos:

$$(3600 + 3600) - (3600 \cdot \frac{1800}{20850}) = 6890 \text{ Kg.}$$

Fig. 261



Cálculo de las diagonales de la viga principal (carga móvil).

En el diagrama de la figura 261 se trazarán paralelas a las barras correspondientes, y midiendolas nos dará el esfuerzo a que están sometidas.

Barra	7 =	- 7000 Kg	y +1500 Kg.
"	9 =	+ 5900 "	y - 2600 Kg.
"	13 =	- 4850 "	y + 3650 Kg.

La diagonal 4 habrá que calcularla por medio del valor K_3 de la tabla 35. El esfuerzo a que está sometida será el siguiente:

$$K_3 \cdot P \cdot \frac{\text{longitud de la diagonal}}{\text{altura del puente}} = 1{,}4 \cdot 3600 \cdot \frac{2900}{2100} = -\ 6959 \text{ Kg.}$$

Cálculo de los montantes de la viga principal (carga móvil).

Los montantes (todos ellos) trabajan a compresión. Para su cálculo se hará uso del valor K_3 de la tabla 35, y se procederá de la forma siguiente:

$$K_3 \cdot P = 1{,}53 \cdot 3600 = 5508 \text{ Kg.}$$

Cálculo del tirante de la viga principal (carga móvil).

Para la barra 2 se procederá de la forma siguiente, utilizando los valores de la curva de la figura 260.

$$\frac{M_1}{h} = \frac{1260000}{100} = +12600 \text{ Kg.}$$

Para el valor h se mirará la figura de la página 259.

Para la barra 10 y 16 tendremos:

$$\text{barra } 10 = \frac{M_3}{\text{altura del puente}} = \frac{2950000}{210} = +14047 \text{ Kg.}$$

$$\text{barra } 16 = \frac{M_5}{\text{altura del puente}} = \frac{3435000}{210} = +16357 \text{ Kg.}$$

Cálculo del par de la viga principal (carga móvil)

En el cálculo del par habrá que tener en cuenta los esfuerzos de compresión y de flexión, que se producen por la carga móvil, en el centro de la barra y en los apoyos.

$$\text{barra } 1 = \frac{M_1}{h_1} = \frac{1260000}{105} = -12000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Mf centro} = P \cdot l_1 \cdot K_1 = 3600 \cdot 190 \cdot 0{,}145 = 99180 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{Mf apoyo} = P \cdot l_1 \cdot K_2 = 3600 \cdot 190 \cdot 0{,}165 = 112860 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{barra } 3\text{–}6 = \frac{M_2}{\text{altura del puente}} = \frac{2200000}{210} = -10476 \text{ Kg.}$$

$$\text{Mf centro} = P \cdot l_1 \cdot K_1 = 3600 \cdot 220 \cdot 0{,}145 = 114840 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{Mf apoyo} = P \cdot l_1 \cdot K_2 = 3600 \cdot 220 \cdot 0{,}17 = 134640 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{barra } 8\text{–}12 = \frac{M_4}{\text{altura del puente}} = \frac{3350000}{210} = -15952 \text{ Kg.}$$

$$\text{Mf centro} = P \cdot l_1 \cdot K_1 = 3600 \cdot 220 \cdot 0{,}145 = 114840 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{Mf apoyo} = P \cdot l_1 \cdot K_2 = 3600 \cdot 220 \cdot 0{,}17 = 134640 \text{ Kg.cm.}$$

Sólo se tendrá en cuenta el momento flector máximo en cada barra (en este caso el de los apoyos).

Cuadro 5.- Esfuerzos a que están sometidas las barras de la viga principal.

Barra Nº	Carga móvil E Kg.	Carga móvil E · 1,6 Kg.	Peso propio E Kg.	Peso propio E · 1,2 Kg.	Esfuerzo horizontal. Kg.	Momento por la carga móvil. Kg. cm.
1	- 12000	- 19200	- 4710	- 5652	Al esfuerzo horizontal solo está expuesto el par y el tirante, su valor se obtendrá haciendo el cálculo del entramado superior e inferior (estos valores son alternativos).	112860
2	+ 12600	+ 20160	+ 5410	+ 6492		
3 y 6	- 10476	- 16762	- 3970	- 4764		134640
4	- 6959	- 11134	- 1140	- 1368		
5	- 5508	- 8813	- 372	- 446		
7 {	- 7000	- 11200	- 2000	- 2400		
	+ 1500	+ 2400				
8 y 12	- 15952	- 25523	- 6410	- 7692		134640
9 {	+ 5900	+ 9440	+ 1460	+ 1752		
	- 2600	- 4160				
10	+ 14047	+ 22475	+ 5360	+ 6432		
11	- 5508	- 8813	- 396	- 475		
13 {	- 4850	- 7760	- 870	- 1044		
	+ 3650	+ 5840				
16	+ 16357	+ 26171	+ 7020	+ 8424		

Cálculo de los perfiles de la viga principal del puente que no estén expuestos a cargas alternativas.

El calcular estos perfiles no ofrece dificultades, y se hará de manera semejante al ejemplo de la cercha de las páginas 197 y 198, (se sumarán previamente los esfuerzos de cada barra, habidos por el peso propio y la carga móvil).

Cálculo de la barra 13 de la viga principal del puente (cargas alternativas) T_{adm} = 1200 Kg/cm2.

Longitud de la barra ≈ 305 cm.
Fuerza máxima de tracción = 5840 Kg.
" " " compresión = 7760 + 1044 = 8804 Kg.

Barra con unión soldada

Se tomará un perfil ⅃L 80·80·8 de sección = 24,6 cm2.

$$T_{trab} = \frac{5840 + 8804}{24,6} = 595 \text{ Kg/cm2.} < 1200 \text{ Kg/cm2.}$$

$$\lambda = \frac{305}{2,42} = 126 \qquad \omega = 2,68$$

$$\text{Tensión de trabajo a pandeo} = \frac{(0,2 \cdot 5840 + 8804) \cdot 2,68}{24,6} = 1085 \text{ Kg/cm2} < 1.200 \text{ Kg/cm2.}$$

Barra con unión remachada

Se tomará un perfil ⅃L 80·80·8. Sección completa = 24,6 cm2.

Sección sin los agujeros de los remaches = 21,2 cm2.

$$T_{trab} = \frac{5840}{21,2} + \frac{8804}{24,6} = 632 \text{ Kg/cm2.} < 1200 \text{ Kg/cm2.}$$

$$\lambda = \frac{305}{2,42} = 126 \qquad \omega = 2,68$$

$$\text{Tensión de trabajo a pandeo} = \frac{(0,2 \cdot 5840 + 8804) \cdot 2,68}{24,6} = 1085 \text{ Kg/cm2.}$$

El resto de las barras que trabajan con cargas alternativas, se calcularán de manera semejante.

Cálculo de la viga lateral y los entramados superior e inferior, de contraviento y frenado.

El cálculo de la viga lateral, se hará de manera semejante a la viga principal. Los entramados superior e inferior, se calcularán según las normas dadas en las páginas 252. En el entramado superior se tendrá en cuenta que trabaja a flexión, dado que apoya el pasillo, el eje tractor, y el mecanismo de traslación del puente.

Cálculo de las otras dos vigas del puente grúa

Como el otro lado del puente grúa no tiene la carga del mecanismo de traslación, y normalmente el pasillo es más estrecho, habrá que hacer otro cálculo para la viga principal, la secundaria, el entramado superior, y el inferior (muchas veces se toman los mismos perfiles).

Cálculo de las vigas testeras

Las vigas testeras de los puentes grúas de poca carga están constituídas por dos U (Fig. 262), para los de carga mayor, se les pondrá dos chapas verticales y cuatro angulares (Fig. 263). En medio de los perfiles irán alojadas las ruedas y los mecanismos necesarios para su movimiento.

Fig. 262

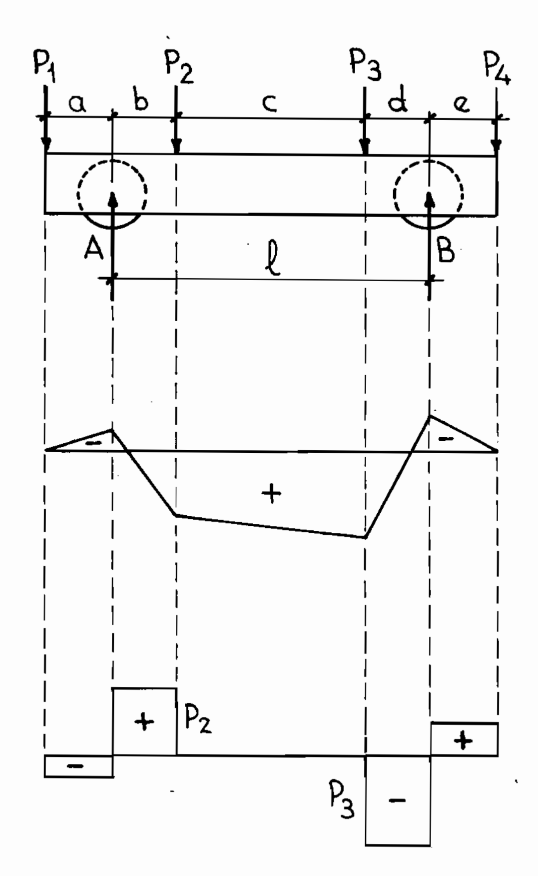
Fig. 263

En el cálculo de las vigas testeras se tendrá en cuenta, la carga que transmiten las vigas principales por el peso propio y el móvil en el caso más desfavorable, la carga que transmiten las vigas laterales por el peso propio, y, el peso propio de las vigas testeras.

Para el cálculo de las cargas concentradas se tendrán que usar las fórmulas siguientes:

$$R_A = \frac{P_1 \cdot (a+l) + P_2 \cdot (c+d) + P_3 \cdot d - P_4 \cdot e}{l}$$

$$R_B = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 - R_A$$



$$Mf_A = P_1 \cdot a$$

$$Mf_{P_2} = R_A \cdot b - P_1 \cdot (a+b)$$

$$Mf_{P_3} = R_A \cdot (b+c) - P_1 \cdot (a+b+c) - P_2 \cdot c$$

$$Mf_B = R_A \cdot l - P_1 \cdot (a+l) - P_2 \cdot (d+c) - P_3 \cdot d$$

$$Q_{P_1} = P_1$$

$$Q_A \text{izq.} = P_1$$

$$Q_A \text{ der.} = R_A - P_1$$

$$Q_B \text{ der} = P_4$$

$$Q_B \text{ izq} = R_B - P_4$$

$$Q_{P_4} = P_4$$

Cálculo definitivo del puente grúa

El cálculo definitivo se hará hallando los pesos reales del puente grúa, basándose en el anteproyecto que se hizo con los pesos aproximados de las tablas (para muchos casos valdrá el anteproyecto).

Disposición de los perfiles en el puente grúa

La disposición de los perfiles será la que a continuación se indica en la figura 264. Esta disposición es la que normalmente se emplea, en casi todos los puentes grúa de celosía, (en algunos casos el par de la viga principal está constituido por dos U).

A el par de la viga principal irá unido el carril, al cual se le hará trabajar para economizar material (normalmente se pone un retángulo como carril).

En las vigas principales, las diagonales y los montantes estarán constituidos por dos angulares y en las vigas laterales por un sólo angular.

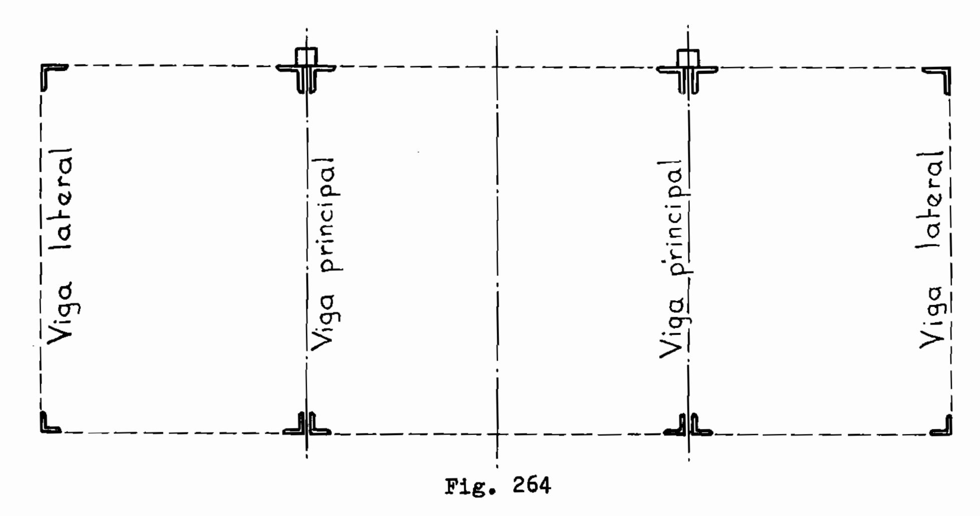


Fig. 264

PUENTES GRUA SOLDADOS

Solo se podrán hacer puentes grúa soldados para los grupos I y II. Cuando se tenga que hacer alguno de los grupos III o IV, se tendrán que construir forzosamente remachados.

B L I B L I O G R A F I A

VEREIN DEUTSCHE EISENHÜTTENLEUTE.- Stahl im Hochbau.- Stahleisen M.B. H.- Düsseldorf.

ACADEMIA HÜTTE.- Manual del ingeniero.- Editorial Gustavo Gilí, S.A.- Barcelona.

ERNST HELLMUT.- Die Hebezeuge.- Verlag Friedr. Vieweg und Sohn .- Braunschweig.

F. RODRIGUEZ AVIAL.- Construcciones metálicas.- Patronato de publicaciones de la Escuela Especial de Ingenieros Industriales.- Madrid.

H. DUBBEL.- Manual del constructor de máquinas.- Editorial Labor, S.A. Barcelona.

H. BUCHENAU.- Construcciones metálicas.- Editorial Labor, S.A.- Buenos Aires.

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA, S.A.- Prontuario.- Bilbao.

AMERICAN WELDING SOCIETY.- Welding Handbook.- New York.

P. SCHIMPKE Y H.A. HORN.- Tratado general de soldadura.- Editorial Gustavo Gilí, S.A.- Barcelona.

TALLERES UNION, S.A.- Revista 25 aniversario.- Gijón.

J. FONT MAIMO.- Rendimientos y valoraciones de obra.- Editorial Dossat S.A.- Madrid.

LLOYD´S REGISTER OF SHIPPING.- Construcción de calderas y otros recipientes sometidos a presión y calidad, y pruebas de materiales .- London.

KLEINLOGEL.- Pórticos simples y marcos, Tomo I.- Editorial Labor, S.A. Barcelona.

OTROS LIBROS DEL MISMO AUTOR

EL PROYECTISTA DE ENGRANAJES Y MECANISMOS, contiene 364 dibujos, 60 tablas y 300 páginas, con un formato de 21,5 por 15,5 cm.

SOLDEO ELECTRICO MANUAL AL ARCO METALICO, contiene 368 dibujos, 42 tablas y 331 páginas, con un formato de 21,5 por 15,5 cm.

EL PROYECTISTA DE ESTRUCTURAS METALICAS

Obra práctica y resumida, de enseñanza y de consulta, dividida en dos tomos, que trata todo lo necesario para proyectar, desde las fórmulas y su aplicación, hasta todas las tablas de perfiles, momentos y esfuerzos necesarios. Por lo tanto, servirá para los que quieren aprender a proyectar, y para los actuales proyectistas, con la gran ventaja de que no tendrán que consultar otro libro o prontuario.

Aunque las explicaciones son lo más breve posible para hacer a la obra más comprensible, sencilla y práctica, se ha dado la amplitud necesaria para que se puedan hacer los proyectos lo mismo remachados que atornillados.

En el texto se han incluido numerosos dibujos, gráficos, diagramas y tablas, para mejorar su interpretación.

ISBN 84-283-1537-X



Magallanes, 25 - 28015 Madrid

